AUTORITÀ PORTUALE DI SAVONA

PORTO DI VADO LIGURE

PROJECT FINANCING PER:

PROGETTAZIONE DEFINITIVA ED ESECUTIVA, ESECUZIONE DEI LAVORI DELLA NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE DEL PORTO DI VADO LIGURE E GESTIONE DELLA PARTE RELATIVA AL TERMINAL CONTENITORI

SOCIETÀ DI PROGETTO: APM TERMINALS VADO LIGURE S.p.A.

MAERSK

GLF GRANDI LAVORI FINCOSIT

PROGETTAZIONE:

TECHNITAL S.p.A.

IL RESPONSABILE:

Dott. Ing. Guido Fiorini

PERIZIA DI VARIANTE

ELABORATO N° :

MI0102-PV-G-Z-R-003-00

TITOLO ELABORATO

ELABORATI GENERALI
PAVIMENTAZIONI
RELAZIONE DI CALCOLO

DATA	ELABORATO	CONTROLLATO	APPROVATO
Dicembre 2015	M. Di Leo, M.A.Rossi	G. Marcolini	G. Fiorini

REVISIONE N°	DATA	DESCRIZIONE
00	Dicembre 2015	EMISSIONE PER APPROVAZIONE

NOME FILE

MI0102-PV-G-Z-R-003-00.docx

A TERMINE DI LEGGE CI RISERVIAMO LA PROPRIETA' DI QUESTO ELABORATO CON DIVIETO DI RIPRODURLO RENDENDOLO NOTO A TERZI ANCHE PARZIALMENTE SENZA NOSTRA AUTORIZZAZIONE

AUTORITÀ PORTUALE DI SAVONA

PORTO DI VADO LIGURE

PROJECT FINANCING PER:

PROGETTAZIONE DEFINITIVA ED ESECUTIVA, ESECUZIONE DEI LAVORI DELLA NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE DEL PORTO DI VADO LIGURE E GESTIONE DELLA PARTE RELATIVA AL TERMINAL CONTENITORI

PERIZIA DI VARIANTE

ELABORATI GENERALI
PAVIMENTAZIONI
RELAZIONE DI CALCOLO

INDICE

1. PREMESSE 11
2. TERMINAL CONTAINER 13
2.1. Riferimenti normativi e linee guida 13
2.2. Criteri progettuali 14
2.2.1. Criteri funzionali 14
2.2.2. Tipologia di traffico 15
2.2.3. Portanza degli strati sottostanti 17
2.3. Pacchetti di pavimentazione proposti 20
2.3.1. Area destinata a traffico mezzi pesanti 20
2.3.2. Area destinata allo stoccaggio dei container 21
2.4. Dimensionamento della pavimentazione secondo normativa 22
2.4.1. ROM 22
2.4.2. British Standards 24
2.5. Verifiche a fatica 28
2.5.1. Descrizione del modello di calcolo utilizzato 28
2.5.2. Leggi di fatica utilizzate 29
2.5.3. Materiali e modelli costitutivi impiegati 33
2.5.4. Condizioni di carico esaminate 41
2.5.5. Sintesi dei risultati 55
2.6. Verifiche a rottura 72
2.6.1. Analisi numeriche: codici di calcolo utilizzati 72
2.6.2. Materiali e modello costitutivo impiegati 73
2.6.3. Generazione della mesh e condizioni di vincolo 77
2.6.4. Condizioni di carico esaminate 79
2.6.5. Presentazione dei modelli numerici analizzati 86
2.6.6. Cedimenti ammissibili 90
2.6.7. Risultati delle analisi 91
3. PISTA DI ACCESSO ALLE BANCHINE RINFUSE E PETROLI 103
3.1. Verifica a fatica del pacchetto 104
3.1.1. Metodologia di calcolo 104
3.1.2. Sintesi dei risultati 106
3.2. Verifica statica della portanza del pacchetto 107
4. BANCHINA RINFUSE 113
5. BANCHINA PETROLI 115
6. OFFICINA 121
6.1. Normative e documenti di riferimento 123
6.2. Materiali 125
6.2.1. Prescrizioni per la durabilità dei calcestruzzi 125

6.2.2. Calcestruzzo 126
6.2.3. Acciaio 126
6.3. Descrizione dei carichi agenti 127
6.4. Calcolo degli sforzi indotti 128
6.4.1. Momenti flettenti indotti dai carichi 128
6.5. Verifiche strutturali 129
6.5.1. Verifiche allo stato limite di punzonamento 129
6.5.2. Verifiche a fessurazione 130
6.6. Conformazione dei giunti di dilatazione 132
6.7. Conformazione dei giunti di contrazione 133
6.8. Classe di planarità della pavimentazione 134
6.8.1. Deformazione massima 134
6.8.2. Curvatura 135
6.8.3. Distanza massima tra due giunti 136
7. AREA DI ACCESSO AL GATE 137
7.1. Condizioni di carico esaminate 138
7.1.1. Tipologia di mezzi utilizzati per il carico/scarico dei container 138
7.1.2. Definizione del numero di passaggi 141
7.2. Materiali e modelli costitutivi impiegati 141
7.2.1. Strati in conglomerato bituminoso 141
7.2.2. Strato di fondazione legata a cemento 142
7.2.3. Sottofondo 143
7.3. Sintesi dei risultati 143
8. CONCLUSIONI 146
9. BIBLIOGRAFIA 150
10. ALLEGATO DI CALCOLO 153

ELENCO FIGURE

Fig. 1.1 - Vado Ligure - Piastra multifunzionale 12
Fig. 2.1 - Schematizzazione del traffico dei mezzi pesanti nel terminal container 16
Fig. 2.2 - Esempio di Shuttle carrier 17
Fig. 2.3: Fuso granulometrico del materiale di riempimento 18
Fig. 2.4 - Tipologia di pavimentazione per area di manovra 21
Fig. 2.5 - Tipologia di pavimentazione per area di stoccaggio 22
Fig. 2.6 - Schema tipo di pavimentazione con blocchetti di cls secondo normativa ROM 41-94 23
Fig. 2.7 - Design Chart da British Standards (tratto da manuale Heavy Duty Pavements, Interpave) 27
Fig. 2.8 - Ubicazione delle deformazioni critiche (da manuale Hipave della Myncad Systems) 30
Fig. 2.9 - Grafico per la definizione dei moduli di strati consecutivi di materiale granulare, secondo il metodo di Barker Brabston 38
Fig. 2.10: Fuso granulometrico del materiale granulare selezionato per strato di fondazione 40
Fig. 2.11 - Distribuzione dei carichi sugli assi anteriore e posteriore della reach stacker (Hyster HR 45-31), in funzione del carico del container trasportato 44
Fig. 2.12 - Flusso di mezzi per trasporto container 46
Fig. 2.13 - Previsione dei traffici in piattaforma, in movimenti all'anno, per i primi 25 anni a partire dal 2018 48
Fig. 2.14 - Distribuzione dei passaggi annui in corrispondenza di ciascuna corsia, per blocco 49
Fig. 2.15 - Distribuzione dei flussi annui di mezzi pesanti nel terminal container 53
Fig. 2.16 - Distribuzione statistica dei carichi trasportati da container (British Ports Association) 55
Fig. 2.17 - Area di scambio tra grid di accesso e area di stoccaggio (A, A') e corridoio H (fase iniziale): dati di input per il modello HIPAVE 56
Fig. 2.18 - Area di scambio tra grid di accesso e area di stoccaggio (A, A') e corridoio H (fase iniziale): dati di output del modello HIPAVE 57
Fig. 2.19 - Corsia lato petroli (area B): dati di input per il modello HIPAVE 58
Fig. 2.20 - Corsia lato petroli (area B): dati di output del modello HIPAVE 59

Fig. 2.21 - Sezione tipo della piattaforma in corrispondenza dell'area di manovra sotto le STS (area G) 61
Fig. 2.22: Pacchetto di pavimentazione previsto per l'area C 62
Fig. 2.23 - corsie area C: dati di input per il modello HIPAVE 63
Fig. 2.24: corsia area C: dati di output del modello HIPAVE 64
Fig. 2.25 - Pacchetto di pavimentazione per l'area di banchina sotto le gru STS (area D) 65
Fig. 2.26 - corsie area D: dati di input per il modello HIPAVE 66
Fig. 2.27: corsie area D: dati di output del modello HIPAVE 67
Fig. 2.28 - Pacchetto di pavimentazione per l'area di ingresso 69
Fig. 2.29 - Area di ingresso (E, E'): dati di input per il modello HIPAVE 70
Fig. 2.30 - Area di ingresso (E, E'): dati di output per il modello HIPAVE 71
Fig. 3.1 - Soluzione progettuale proposta per la pista di accesso alle banchine TRI e Petroli 104
Fig. 3.2 - Schematizzazione di calcolo del pacchetto 106
Fig. 3.3 - Mesh nell'area della pavimentazione 109
Fig. 3.4 - Deformazioni verticali sotto il carico di progetto. La deformazione e' in campo elastoplastico e, allo scarico, viene per la maggior parte recuperata. 110
Fig. 3.5 - Punti plastici (di mohr coulomb o di fessure x trazione) sotto il carico di progetto 111
Fig. 3.6 - Deformazioni verticali massime a collasso. Il fattore di sicurezza, sui materiali geotecnici utilizzati, e' pari a 1.35. 112
Fig. 4.1 - Sezione tipo banchina TRI 113
Fig. 4.2 - Sezione tipo pavimentazione in banchina TRI 114
Fig. 5.1: Sezione tipo della piattaforma in corrispondenza della Banchina Petroli 115
Fig. 5.2 - Schematizzazione del mezzo utilizzata per le verifiche 116
Fig. 5.3 - Schematizzazione del pacchetto di pavimentazione 117
Fig. 5.4 - Schematizzazione del carico da utilizzare per la verifica statica 118
Fig. 5.5 - Distribuzione delle tensioni di trazione a flessione lungo ciascuno degli assi posteriori del mezzo 119
Fig. 6.1: Pacchetto complessivo di primo approccio 122
Fig. 7.1 - Sezione tipo pavimentazione del sovrappasso tra muri 137
Fig. 7.2 - Area del gate: distribuzione dei carichi sugli assi anteriore e posteriore del Tractor Trailer (Kalmar Ottawa 50 4 x 2), in funzione del carico del container trasportato 139
Fig. 7.3 - Sezione tipo area del gate: dati di input per il modello HIPAVE 144

Fig. 7.4 - Sezione tipo area del gate: dati di output per il modello HIPAVE 144
Fig. 10.1 - Analisi tipo a n° 1 - deformata 153
Fig. 10.2 - Analisi tipo a n° 1 - sezione verticale della deformata 153
Fig. 10.3 - Analisi tipo a n° 1 - tensioni principali di trazione nei cbp 154
Fig. 10.4 - Analisi tipo a n° 1 - tensioni principali ci compressione nei cbp 154
Fig. 10.5 - Analisi tipo a n° 1 - tensioni principali di trazione all'intradosso del misto cementato 155
Fig. 10.6 - Analisi di tipo a n° 2 - sezione verticale deformata 155
Fig. 10.7 - Analisi di tipo a n° 2 - tensioni principali di trazione nei cbp 156
Fig. 10.8 - Analisi di tipo a n° 2 - tensioni principali di trazione nei sottofondi 156
Fig. 10.9 - Analisi di tipo a n° 2 - tensioni principali di compressione nello strato granulare (16 cm sotto la sabbia di allettamento) 157
Fig. 10.10 - Analisi di tipo a n° 2 - tagli al di sotto della sabbia di allettamento 158
Fig. 10.11 - Analisi di tipo a n° 2 -tagli nello strato granulare (a 25 cm di profondita'). Si evidenzia che tali tensioni sono compatibili con il limite di rottura a taglio per un angolo di attrito interno di 40° 158
Fig. 10.12 - Analisi di tipo a n° 3 - deformata (cedimenti) 159
Fig. 10.13 - Analisi di tipo a n° 3 - tensioni principali di trazione nel granulare 160
Fig. 10.14 - Analisi di tipo a n° 4 -deformata (cedimenti) 160
Fig. 10.15 - Analisi di tipo a n° 4 -tensioni principali di trazione all'intradosso del granulare : si vede come l'ortotropia abbia consentito di abbatterle 161
Fig. 10.16 - Analisi di tipo a n° 5 - deformata: il cedimento e' eccessivo 162
Fig. 10.17 - Analisi di tipo a n° 6 - deformata: il cedimento e' eccessivo 162
Fig. 10.18 - Analisi di tipo a n° 9 - deformata (con p. proprio) 162
Fig. 10.19 - Analisi di tipo a n° 9 -tensioni princ. di trazione nello strato di base 163
Fig. 10.20 - Analisi di tipo a n° 10 - cedimenti verticali 164
Fig. 10.21 - Analisi di tipo a n° 10 -tensioni principali di compressione sullo strato in tout venant 164
Fig. 10.22 - Analisi di tipo a n° 10 -tensioni principali di compressione nello strato di base 165
Fig. 10.23 - Analisi di tipo a n° 10 -fessurazioni nel misto cementato 165
Fig. 10.24 - Analisi di tipo a n° 10 - vista del campo fessurativo all'interno del misto cementato (visualizzato come "trasparente") 165
Fig. 10.25 - Analisi di tipo a n° 10 - fessure in una sezione verticale sotto il carico, nel misto cementato. in ogni punto di integrazione, la prima fessura occorsa è in rosso, la seconda in verde. E' individuabile anche la giacitura delle fessure (se nel piano del foglio sono simboli circolari) 166

Fig. 10.26 - Analisi di tipo B n° 1 - deformata 166
Fig. 10.27 - Analisi di tipo B n° 1 -tensioni principali di trazione all'intradosso del misto cementato 167
Fig. 10.28 - Analisi di tipo B n° 2 - deformata 167
Fig. 10.29 - Analisi di tipo B n° 2 -plasticizzazioni nel materiale granulare 168
Fig. 10.30 - Analisi di tipo B n° 2 -tensioni principali di trazione nella sezione verticale sotto il carico 168
Fig. 10.31 - Analisi di tipo B n° 3 - deformata 169
Fig. 10.32 - Analisi di tipo B n° 4 - deformata 169
Fig. 10.33 - Analisi di tipo B n° 5 - deformata 170
Fig. 10.34 - Analisi di tipo C n° 1 - deformata 170
Fig. 10.35 - Analisi di tipo C n° 1 - tensioni principali di trazione 171
Fig. 10.36 - Analisi di tipo C n° 2 - deformata 171
Fig. 10.37 - Analisi di tipo C n° 3 - deformata 172
Fig. 10.38 - Analisi di tipo C n° 3 punti di plasticizzazione 172

ELENCO TABELLE

Tab. 2.1 -	Classificazione AASHTO per i terreni di sottofondo	19
Tab. 2.2 -	Valori del modulo elastico per differenti valori di CBR, secondo Wardle and al., 2001)	20
Tab. 2.3 -	Tabella per il calcolo del fattore di affidabilità per formula di fatica dei materiali legati a cemento, da Austroads 2012	32
Tab. 2.4 -	Caratteristiche dello strato di usura	33
Tab. 2.5 -	Classificazione dei conglomerati granulari legati a cemento secondo la BS En 14227-1:2004	34
Tab. 2.6 -	Valori tipici del modulo di elasticità e di Poisson per materiali legati a cemento	35
Tab. 2.7 -	Valori sperimentali dei moduli elastici ottenuti da prove in campo con FWD, forniti da APM Terminal	36
Tab. 2.8 -	Caratteristiche dello strato di base in C8/10	36
Tab. 2.9 -	Caratteristiche dello strato di fondazione granulare	39
Tab. 2.10 -	Caratteristiche del tout venant usato nel sottofondo	41
Tab. 2.11 -	Mezzi di movimentazione container usati nel modello	42
Tab. 2.12 -	Caratteristiche della Reach Stacker Hyster HR 45-31	43
Tab. 2.13 -	Caratteristiche delle Straddle Carriers/Shuttle Carriers	44
Tab. 2.14 -	Fattori di carico dinamico, secondo manuale INTERPAVE	46
Tab. 2.15 -	N° passaggi totali per corsia, per ciascuno dei 2 blocchi	50
Tab. 2.16 -	N° movimenti totali Grid - corsia A1	51
Tab. 2.17 -	Ripartizione dei traffici in banchina	51
Tab. 2.18 -	Movimenti totali dei mezzi di trasporto nel terminal container da usare per il dimensionamento	52
Tab. 2.19 -	Ripartizione dei traffici per direttrice e tipologia mezzo	53
TAB. 2.20:	RESISTENZE NELLO STRATO DI BASE IN MISTO CEMENTATO	75
Tab. 2.21 -	Parametri dei materiali inseriti in fase di modellazione	77
Tab. 2.22 -	Fattore di prossimità D	82
Tab. 2.23 -	Fattori di prossimità nel caso in esame	83
Tab. 2.24 -	Fattori di carico dinamico (fd). I carichi statici sono incrementati delle percentuali riportate a seconda delle condizioni esaminate	85
Tab. 2.25 -	Pressioni verticali da introdurre nel modello numerico	85
Tab. 2.26 -	Pressioni orizzontali da introdurre nel modello numerico	86
Tab. 3.1 -	Parametri geotecnici statici dei materiali di fondazione	108
TAB. 6.1:	CARICHI SUGLI ASSI DEI MEZZI LINDE	124

Tab. 7.1 - Area del gate: caratteristiche del Tractor Trailer Kalmar Ottawa 50 (4 x 2) 139
Tab. 7.2 - Coefficienti di incremento dinamico dei carichi, secondo manuale Interpave 140
Tab. 7.3 - Caratteristiche dello strato di usura in c.b. 142
Tab. 7.4 - Caratteristiche strato di base in misto cementato 142
Tab. 7.5 - Caratteristiche del tout venant usato nel sottofondo 143

1. PREMESSE

Il dimensionamento della pavimentazione in un'opera portuale, date le grandi superfici in gioco ed i carichi rilevanti presenti, riveste un notevole grado di importanza, sia dal punto di vista funzionale che economico.

Sulla piastra di Vado Ligure sono previste diverse attività e quindi diverse tipologie delle pavimentazioni che a dette attività sono funzionali.

Per ciò che riguarda l'area portuale, in particolare la pavimentazione avrà caratteristiche diverse tra terminal container, banchina rinfuse e banchina petroli.

Nel terminal contenitori a sua volta sarà differenziata tra zona di stoccaggio dei containers e zona di transito degli automezzi di trasporto dei contenitori, dal memento che nella prima sono presenti solo carichi statici, seppure rilevanti, mentre nella seconda i mezzi inducono sulla pavimentazione sia effetti dinamici che effetti radenti, dovuti al movimento delle ruote del mezzo in manovra, peggio se da fermo. Le attività ospitate sulla piattaforma e le relative particolarità funzionali richieste alla pavimentazione sono mostrate nella seguente Fig. 1.1. Nelle aree di manovra, inoltre, i pacchetti di pavimentazione sono stati ulteriormente differenziati, per tenere conto delle diverse entità dei traffici e delle diverse tipologie di mezzi previsti nelle varie aree.

Nella presente relazione sono trattati inoltre anche i pacchetti di pavimentazione relativi alle piste di accesso alle banchine rinfuse e petroli, l'area del gate e la pavimentazione del locale officina.

Le tipologie strutturali di tutti i pacchetti di pavimentazione sono state differenziate tra zona su rilevato e zona su impalcato, per tenere conto della diversa portanza delle fondazioni nei due casi.

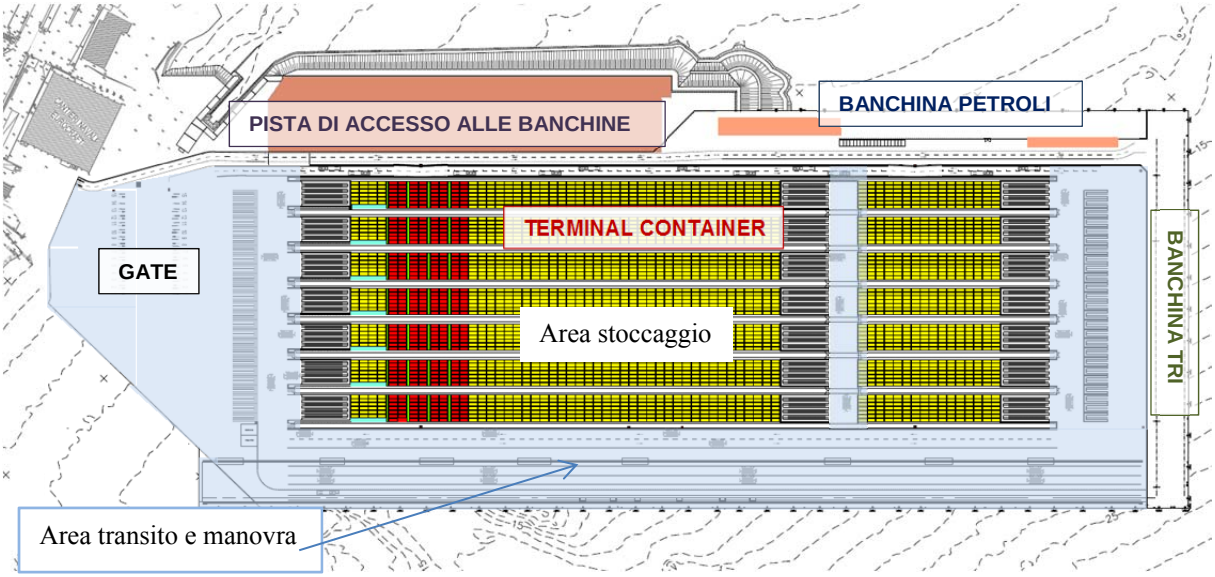


FIG. 1.1 - VADO LIGURE - PIASTRA MULTIFUNZIONALE

In sintesi, nei seguenti capitoli saranno descritti i criteri di progetto ed i calcoli per il dimensionamento della pavimentazione della piattaforma multifunzionale di Vado Ligure, con riferimento alle seguenti aree:

- Terminal container (Cap. 2)
- Pista di accesso alle banchine petroli e rinfuse TRI (Cap. 3)
- Banchina rinfuse (Cap. 4)
- Banchina petroli (Cap. 5)
- Locale officina (Cap. 6)
- Area di accesso al gate (Cap. 7)

2. TERMINAL CONTAINER

Nell'ambito del progetto definitivo è stata svolta una attività di studio volta alla valutazione delle scelte progettuali relative alla pavimentazione del Terminal Container, affidata al Dipartimento di Ingegneria Idraulica, Marittima, Ambientale e Geotecnica dell'Università di Padova. Coordinatori dello studio sono stati il Prof. Ing. Marco Favaretti ed il Prof. Ing. Giampaolo Cortellazzo; collaboratore il Dott. Ing. Diego Bellato.

A partire dalle ipotesi, dai calcoli e relative verifiche svolti nell'ambito di tale attività, sono stati condotti successivamente ulteriori affinamenti e sono state valutate soluzioni alternative a quelle già presente nel progetto definitivo; questa attività ha portato all'individuazione delle tipologie descritte nel paragrafo 2.3.

I pacchetti di pavimentazione scelti sono poi stati verificati con riferimento sia al comportamento a rottura che a quello a fatica, nelle circostanze di carico e stratificazione riportate nei paragrafi successivi. Queste verifiche sono illustrate nel presente capitolo (par. 2.5 e par. 2.6).

2.1. Riferimenti normativi e linee guida

La normativa italiana non fornisce indicazioni cogenti in merito né alle tipologie di materiale da utilizzare per le pavimentazioni portuali, né prescrizioni sugli spessori da adottare nel pacchetto. Ove necessario, si è fatto riferimento quindi a riferimenti normativi e a linee guida riconosciuti internazionalmente, e cioè:

The Precast Concrete Paving and Kerb Association (INTERPAVE)

– Heavy Duty Pavements -The structural design of heavy duty pavements for ports and other industries;

British Standards (BSI)

– BS 7533-1 - Pavements constructed with clay, natural stone or concrete pavers. Part 1: Guide for the structural design of heavy duty pavements constructed of clay pavers or precast concrete paving blocks;

– BS EN 14227-1 - Hydraulically bound mixtures - Specifications - Part 1: Cement bound granular mixtures;

Recomendaciones para Obras Maritimas (ROM)

– ROM 4.1 - 94 - Recomendaciones para el proyecto y construcciòn de pavimentos portuarios.

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)

– AASHTO Guide for Design of Pavement Structures.

National Cooperative Highway Research Program (NCHRP)

– Guide for Mechanistic-Empirical Design of new and rehabilitated pavement structures".

2.2. Criteri progettuali

Le pavimentazioni del Terminal Container sono state progettate sulla base dei criteri di progetto contenuti nel documento di APM Terminal "VADAPMTCIV-CP-RP-001-6.5.1" ed indicazioni successive: "SCH Passage Repetition Calculation VADO 151028" e "Traffic Flow 20151028". Il primo rapporto, in particolare, specifica in 50 anni la vita utile della pavimentazione.

I pacchetti di pavimentazione del Terminal Container sono stati differenziati sulla base di:

– criteri funzionali;
– tipologia di traffico;
– caratteristiche di portanza degli strati sottostanti

Questi criteri sono descritti nel seguito.

2.2.1. Criteri funzionali

Come mostrato nella Fig. 1.1, sono state individuate 2 tipologie funzionali di aree: quelle destinate allo stoccaggio e quelle destinate al transito e alla manovra dei mezzi pesanti. I carichi che agiscono nelle due aree hanno caratteristiche diverse, in quanto nell'area

di stoccaggio i carichi trasmessi sono di tipo statico, mentre nell'area di manovra le azioni dimensionanti sono di tipo dinamico.

La condizione di carico utilizzata per le condizioni di esercizio nell'area di stoccaggio corrisponde al peso di 6 file di container impilati uno sull'altro, carichi al 60% del loro carico massimo, come suggerito dal manuale INTERPAVE (Rif.[9]) specifico per i carichi portuali. Per la definizione delle condizioni di carico utilizzate per le verifiche statiche eseguite nelle aree di stoccaggio si rimanda al par. 2.6.4.

Nell'area di manovra le azioni dimensionanti per il calcolo della pavimentazione corrispondono ai carichi trasmessi dai mezzi pesanti che trasportano i container, incrementati dall'effetto dell'azione di frenatura e sterzatura; la definizione di queste azioni è presentata nel par. 2.5.4. Per queste aree sono state eseguite verifiche a fatica, come descritto nel par. 2.5.

2.2.2. Tipologia di traffico

Sono state individuate 2 tipologie di flussi di mezzi e containers nel terminal (si veda la seguente Fig. 2.1):

1) il flusso dei mezzi che movimentano container all'interno del terminal tra banchina, aree di stoccaggio e transfer points (area gialla in figura);
2) il flusso dei mezzi che trasportano i container dall'esterno alle 2 aree di accesso (transfer points) (area grigia in figura).

I mezzi che movimentano questi due flussi hanno caratteristiche diverse, infatti i mezzi relativi al flusso di tipo 1) sono Shuttle Carriers, del tipo mostrato in Fig. 2.2; occasionalmente in banchina alcune movimentazioni (es. container fuori sagoma) potranno essere eseguite da una Reach Stacker.

Il flusso di tipo 2) riguarda invece mezzidi tipo stradale, cioè camion in grado di trasportare container da 1 o 2 TEUs.

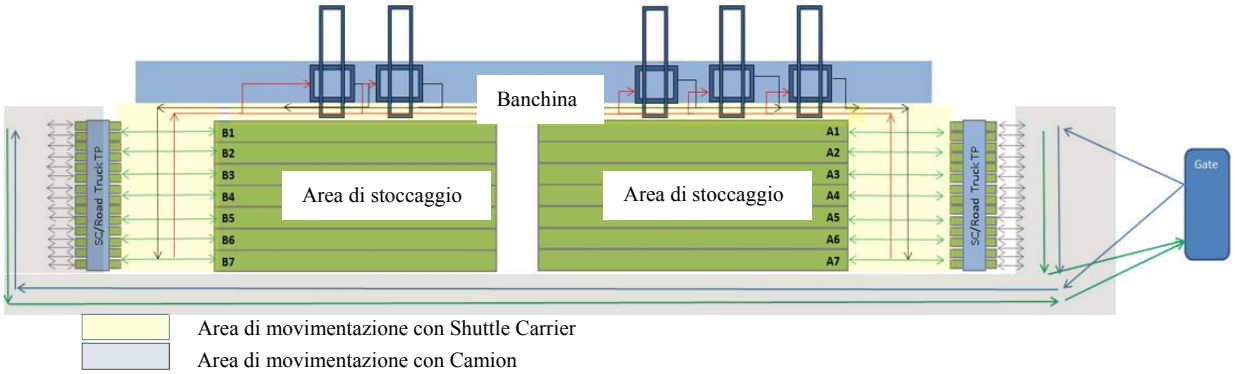


FIG. 2.1 - SCHEMATIZZAZIONE DEL TRAFFICO DEI MEZZI PESANTI NEL TERMINAL CONTAINER

Le Shuttle Carriers operano in banchina facendo la spola tra quest'ultima e le due aree di stoccaggio, secondo le direttrici rosse (export) e nere (import) mostrate nella Fig. 2.1. Queste direttrici sono percorse sia con container pieni che vuoti.
Potranno avere luogo in quest'area anche movimentazioni occasionali di containers tramite Reach Stacker, stimate in percentuale pari al 5% del traffico totale che vi ha luogo.

Oltre agli scambi import –export via mare (via banchina), ci saranno anche i traffici import-export via terra (attraverso il gate), rappresentati dalle frecce verdi nell'area gialla in Fig. 2.1. Questi flussi si riferiscono ai container trasportati dai camion, che attraversato il gate, vengono portati dalle Shuttle Carriers all'area di stoccaggio, e viceversa. Anche in questo caso verranno movimentati secondo queste direttrici sia container pieni che vuoti.

Infine è previsto un traffico via terra al di fuori dell'area del terminal, che serve a collegare i 2 transfer points, ovvero a ripartire trai 2 punti di accesso il flusso in – out di container.

Il numero di passaggi stimato per ciascuna di queste aree è riportato nel par.2.5.4.2.

Dal momento che le caratteristiche dei mezzi che trasportano i containers sono diverse lato mare e lato terra, si è ritenuto opportuno differenziare i pacchetti di pavimentazione, come descritto nel seguito.



FIG. 2.2 - ESEMPIO DI SHUTTLE CARRIER

2.2.3. Portanza degli strati sottostanti

La piattaforma è caratterizzata da una parte realizzata tramite rilevato realizzata mediante un riempimento, contenuto su due lati da cassoni reggispinta, sul lato sud tramite una protezione a scogliera e lungo il lato nord da una cassa di colmata per la raccolta dei materiali dragati.

Il riempimento è realizzato con un materiale granulare composto da sabbia, ghiaia e ciottoli variamente assortiti, con percentuale di fine, passante al 0.1 mm, fino al 20%.

Il fuso granulometrico richiesto per tale materiale (e che dovrà essere quindi regolarmente controllato tramite opportune prove granulometriche da eseguire durante la costruzione) è riportato nell'elaborato grafico n° MI010PPV-G-G-D-3125 ed illustrato nella seguente Fig. 2.3.

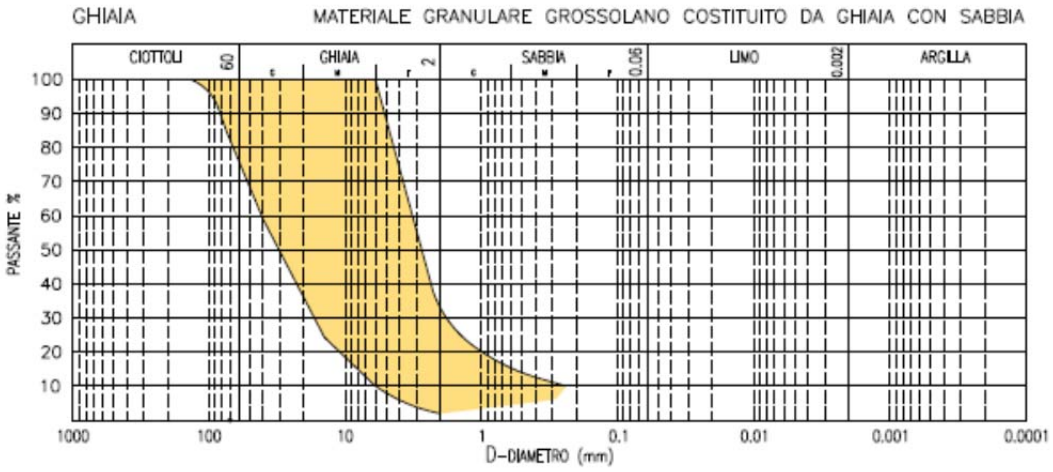


FIG. 2.3: FUSO GRANULOMETRICO DEL MATERIALE DI RIEMPIMENTO

Per brevità ed anche per distinguerlo da materiali granulari da cava, che in alcuni casi saranno richiesti dal progetto, al fine di ottenere maggiori rigidezze, tale materiale sarà nel seguito denominato "tout venant".

La portanza di questo strato è stata studiata nell'ambito degli studi geotecnici, cui si rimanda per ulteriori dettagli. Si riassume brevemente che nel progetto definitivo si era deciso di adottare un indice di portanza CBR pari al 13%; le prove di carico su piastra effettuate sull'area rilevato nel settembre 2012 (quota riempimento raggiunta: +2.0 m sul LMM) hanno confermato una buona portanza del sottofondo, per cui è possibile ipotizzare per la condizione di post-compattazione un CBR = 15%. Il modulo statico determinato attraverso queste prove è risultato pari a 65 MPa, quindi nelle analisi che seguiranno si adotterà tale valore.

Per le verifiche a fatica la portanza del sottofondo è espressa attraverso il modulo resiliente; utilizzando la correlazione tra modulo resiliente MR e CBR riportata nella guida dell' NCHRP (Rif. [3]):

$M_R = 2555\ CBR^{0.64}$, in cui il modulo resiliente è espresso in psi, quindi:
$M_R = 2555 * 0.0069 * CBR^{0.64}$, in cui M_R è espresso in MPa,
si ottiene: $M_R = 99.76$ MPa.
Questo valore è in accordo con il valore del modulo resiliente di un sottofondo con CBR compreso tra 10 e 20 secondo la classificazione AASHTO: il valore assegnato a questo tipo di sottofondo è pari a 14 ksi, che equivalgono a 96.53 MPa.

TAB. 2.1 - CLASSIFICAZIONE AASHTO PER I TERRENI DI SOTTOFONDO

AAHSTO Symbol	Typical CBR Range	M_R Range (ksi)	M_R Default (ksi)
A-7-6	1 – 5	2.5 – 7	4
A-7-5	2 – 8	4 – 9.5	6
A-6	5 – 15	7 – 14	9
A-5	8 – 16	9 – 15	11
A-4	10 – 20	12 – 18	14
A-3	15 – 35	14 – 25	18
A-2-7	10 – 20	12 – 17	14
A-2-6	10 – 25	12 – 20	15
A-2-5	15 – 30	14 – 22	17
A-2-4	20 – 40	17 – 28	21
A-1-b	35 – 60	25 – 35	29
A-1-a	60 – 80	30 – 42	38

Quindi nelle verifiche a fatica è stato utilizzato per il modulo resiliente un valore di 100 MPa. Questo valore può essere considerato piuttosto cautelativo; infatti, secondo altre trattazioni, ad un CBR pari al 15% corrisponderebbe un modulo elastico più alto, come mostra ad esempio la seguente Tab. 2.2, riportata nel rapporto di Wardle et al. (Rif. 27) sulla calibrazione da dati sperimentali del modello di calcolo APSDS (Airport Pavement Structural Design System):

TAB. 2.2 - VALORI DEL MODULO ELASTICO PER DIFFERENTI VALORI DI CBR, SECONDO WARDLE AND AL., 2001)

Subgrade CBR (%)	Subgrade Modulus, E (Mpa)	k	b
3	30	0.0032	9.5
6	60	0.0030	10.9
10	100	0.0024	15.0
15	150	0.0020	23.6

Table 3. Performance parameters obtained from calibration.

Dalla tabella si vede che ad un modulo di CBR pari al 15% corrisponderebbe un modulo elastico del subgrade pari a 150 MPa.
Ad ogni modo il modulo ipotizzato per il materiale di sottofondo nel modello dovrà comunque essere confermato dalle analisi dinamiche previste in Capitolato.

2.3. Pacchetti di pavimentazione proposti

2.3.1. Area destinata a traffico mezzi pesanti

Per la parte destinata alla movimentazione dei containers, quindi al traffico di mezzi pesanti, è stato scelto un pacchetto di pavimentazione in cui lo strato di usura è realizzato mediante blocchetti di cls. Il pacchetto è costituito da:

- strato di usura in blocchetti di cls alti 15 cm, che poggia su uno strato di allettamento di sabbia avente spessore di 3 cm;
- strato di base costituito da misto cementato, di spessore variabile a seconda della zona;
- strato di fondazione costituito da misto granulometrico selezionato;

Questo pacchetto poggia direttamente sul tout venant che costituisce il rilevato.

Questa soluzione ricalca sostanzialmente quella del Progetto Definitivo (relativamente alla parte su rilevato), ma prevede per lo strato di base un materiale legato avente caratteristiche migliori rispetto a quelle previste nel Progetto Definitivo.

Gli spessori dei vari strati che costituiscono questa tipologia di pacchetto sono stati definiti sulla base delle verifiche a fatica presentate nel par. 2.5, e sono stati tarati sulla base dei cicli di carico (numero di passaggi dei mezzi previsto durante la vita utile della struttura) attesi nelle varie aree: corsie sotto le STS, corsie adiacenti l'area di stoccaggio, area di accesso all'area di stoccaggio, area di accesso tra il Gate ed il transfer point. Per la definizione dei cicli di carico si veda il successivo par. 2.5.4.2.

I pacchetti relativi all'area di manovra sono mostrati nella seguente Fig. 2.4.

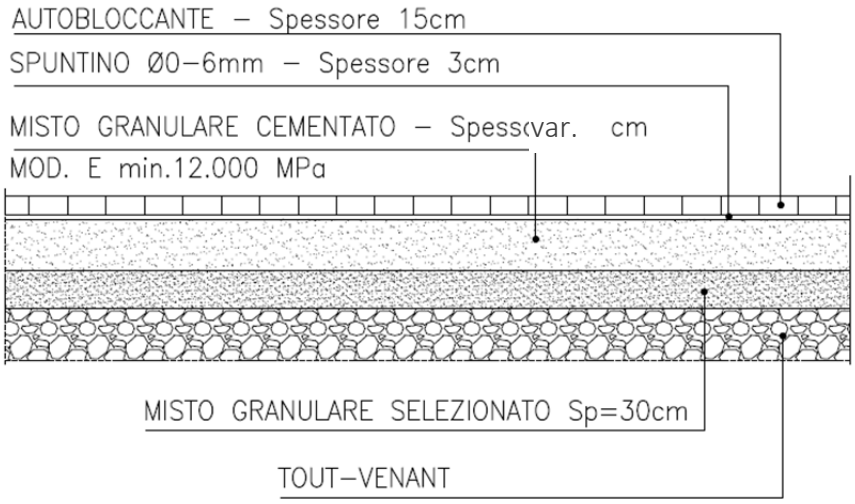


FIG. 2.4 - TIPOLOGIA DI PAVIMENTAZIONE PER AREA DI MANOVRA

2.3.2. Area destinata allo stoccaggio dei container

Per la parte destinata allo stoccaggio dei containers, è stato selezionato un pacchetto, costituito da:

- strato superficiale di blocchetti di cls da 8 cm, su uno strato di sabbia di 3 cm;
- base di misto cementato, che poggia direttamente sul tout venant.

La valutazione del pacchetto proposto è stata eseguita attraverso le verifiche di deformazione e di rottura, riportate nel par. della presente relazione. Il pacchetto sopra descritto è mostrato nella seguente Fig. 2.5.

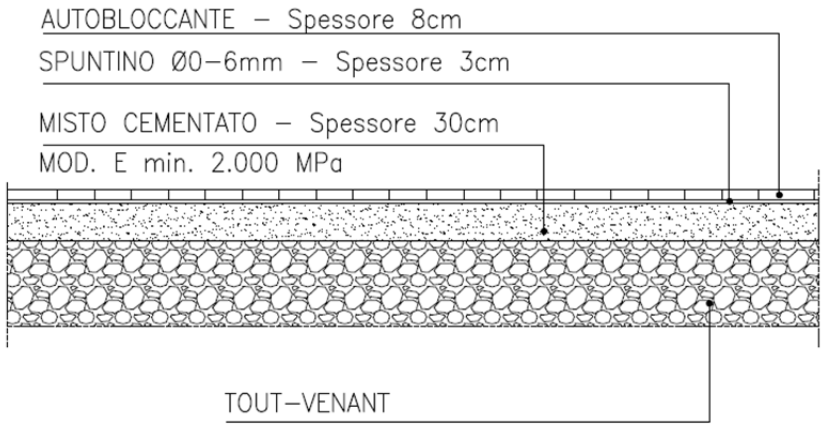


FIG. 2.5 - TIPOLOGIA DI PAVIMENTAZIONE PER AREA DI STOCCAGGIO

2.4. Dimensionamento della pavimentazione secondo normativa

Un primo dimensionamento della pavimentazione è stato eseguito applicando sia il metodo prescritto dalle ROM che quello previsto dalle British Standards, come illustrato nel seguito.

2.4.1. ROM

Secondo le ROM (4.1-94), i pacchetti di pavimentazione da utilizzare in ambito portuale dipendono dalla tipologia di traffico (A, B, C, D).
La tipologia di traffico dipende da :

- carico di calcolo (alto, medio, basso)
- intensità d'uso (ridotta, media, elevata).

Nel caso specifico, il carico risulta "alto", e l'intensità "media" o "elevata". Entrando con queste caratteristiche nella tabella 3.3 riportata nella suddetta normativa, si trova che la categoria di traffico corrispondente è la A.

Per la categoria di traffico A, nella tabella C.7.b., relativa all'area di movimentazione dei contenitori, è previsto che, per strato di usura costituito da blocchetti di cls (che deve avere spessore minimo di 12 cm), lo strato di base sia costituito da uno spessore di almeno 15 cm di magrone, o cls H-175, o da 20 cm di terra trattata con cemento. Per questo pacchetto di pavimentazione non è previsto uno strato intermedio di sottofondo, prima dello strato di fondazione.

Queste considerazioni si applicano immutate anche alla zona di stoccaggio dei contenitori.

In mancanza di ulteriori specifiche in merito alla tipologia di traffico pesante per cui questi valori sono stati determinati, con riferimento alle aree di manovra, e di specifiche relative alle caratteristiche dei container per le aree di stoccaggio (numero massimo di file di container impilati e carico dei container considerato), questi valori devono essere trattati con cautela.

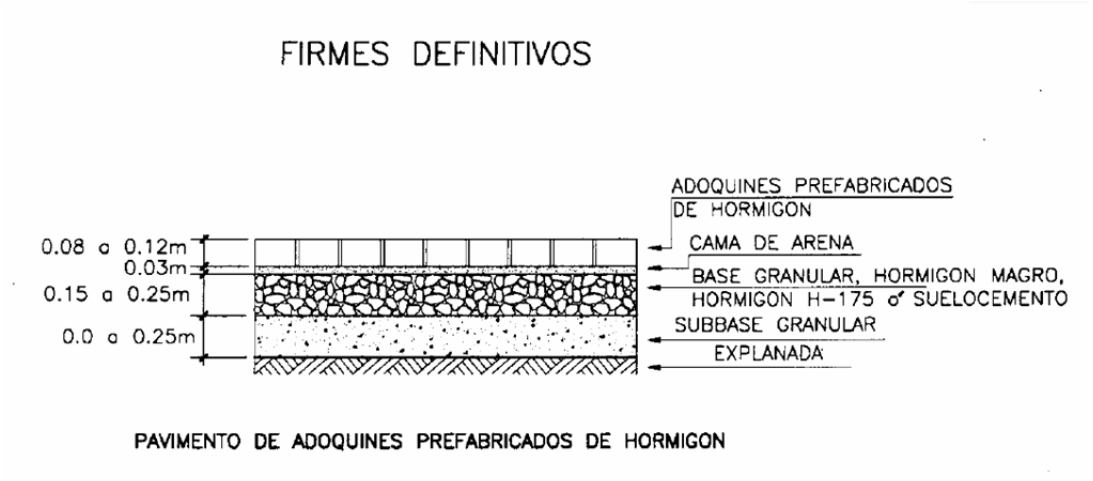


FIG. 2.6 - SCHEMA TIPO DI PAVIMENTAZIONE CON BLOCCHETTI DI CLS SECONDO NORMATIVA ROM 41-94

2.4.2. British Standards

Secondo le British Standards, cui fa riferimento il manuale INTERPAVE già citato, la pavimentazione in ambito portuale deve essere costituita dai seguenti strati:

- strato di usura (asfalto o blocchetti);
- strato di base, costituito da materiale legato, sia di natura cementizia che bituminosa;
- fondazione granulare;
- sottofondo.

Nell'ambito dei materiali del pacchetto, particolare attenzione viene data allo strato di base ed alla fondazione granulare. Per la base vengono individuati diversi tipi di materiali legati; a seconda del tipo scelto, viene fornito un grafico per il dimensionamento dello strato, in funzione dei carichi e del numero di passaggi dei mezzi.
Supponendo di utilizzare un materiale legato di natura cementizia, come il C8/10, lo spessore dello strato di base può essere definito attraverso il grafico riportato nel manuale INTERPAVE: entrando in questo grafico (riportato in Fig. 2.7) con il numero di passaggi ed il carico equivalente, si ottiene lo spessore della base.

Nel presente caso, sono state considerate due condizioni di carico:

- il passaggio del muletto porta contenitori, come già evidenziato nell'ambito del Progetto Definitivo (n° cicli = 6.33E+05);
- il passaggio della Shuttle Carrier (n° cicli = 2.90E+07).

Queste due condizioni sono state considerate entrambe perché mentre la prima risulta più gravosa in termini di carico trasmesso per ciclo alla pavimentazione, il numero di cicli durante i quali questo carico viene applicato è comunque nettamente inferiore rispetto al numero di passaggi dell'altro mezzo.

Questi carichi devono essere poi incrementati del fattore di prossimità e del fattore dinamico, così come descritti nel manuale INTERPAVE.

Nel caso del muletto (Reach Stacker) il carico trasmesso sulla ruota più sollecitata, come definito nell'ambito del Progetto Definitivo, è pari a
N_{ruota}=18415 kg

Il fattore di prossimità e quello dinamico sono stati calcolati pari rispettivamente a 1.75 e 1.4

Si ottiene quindi che il carico dimensionante per la Reach Stacker è dato da:
18415*1.75*1.4=45117 kg

Il numero di passaggi di questo mezzo durante la vita utile della pavimentazione, fissata in 50 anni, come illustrato nel par. 2.5.4.2, costituisce il 5% dei traffici totali, e nella corsia più sollecitata è pari quindi a 6.33E+05.

Entrando nel grafico con il carico ed il numero di cicli definito, risulta uno spessore di circa 45 cm. Il già citato manuale prevede inoltre, al di sotto della base, un substrato granulare di almeno 15 cm.

Se si fa riferimento invece alle Shuttle Carriers, nella corsia più sollecitata avremo 2.90E+07 passaggi.
Il carico massimo su ciascuna delle 6 ruote del mezzo è pari a 15.667 kg.
In questo caso il fattore di prossimità è 1 (come si nota dalla tabella 9 riportata nel già citato manuale e ripresa nella seguente Fig. 2.8, a prescindere dalla portanza del terreno di fondazione, per distanze superiori a circa 2.5 m i carichi sulle ruote non si influenzano reciprocamente).
In questo caso va considerato solo l'incremento per carico dinamico, apri a 1.6 per azione di cornering, quindi il carico sotto la ruota più sollecitata è pari a

15.667 *1.6=25067 kg

Dal grafico si ottiene che per quel valore del carico e per il numero di passaggi definito, lo spessore minimo di misto cementato richiesto è di circa 65 cm.

Occorre sottolineare, comunque, che questi grafici di pre-dimensionamento sono stati sviluppati nell'ipotesi di materiale di fondazione dalle caratteristiche piuttosto scadenti (il valore del CBR che viene menzionato nel suddetto manuale è al massimo pari a 7%, circa la metà di quello atteso nel caso di Vado Ligure a seguito della compattazione), quindi si può ragionevolmente supporre che lo spessore dello strato legato ottenuto con riferimento al manuale INTERPAVE possa risultare piuttosto sovrabbondante.

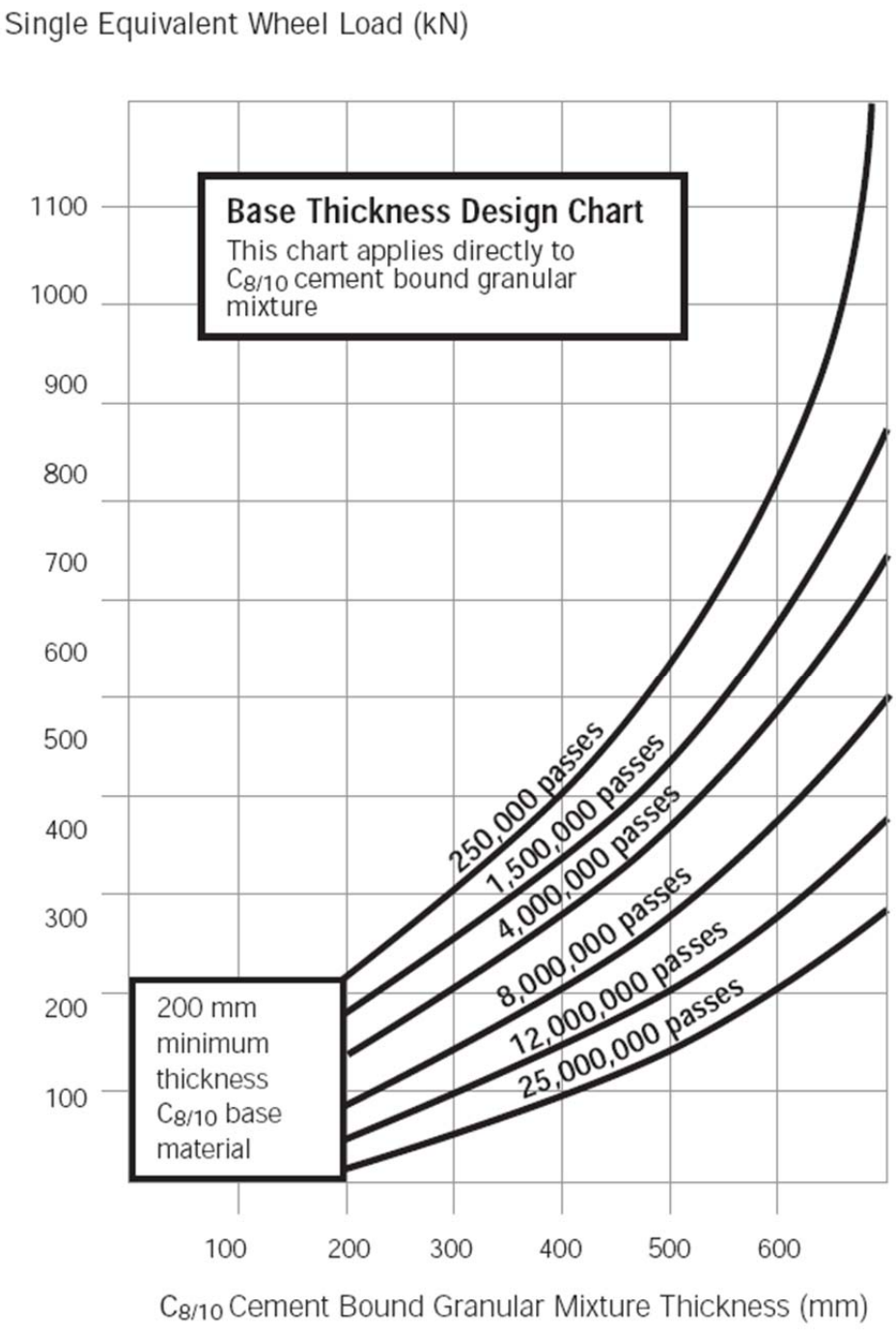


FIG. 2.7 - DESIGN CHART DA BRITISH STANDARDS (TRATTO DA MANUALE HEAVY DUTY PAVEMENTS, INTERPAVE)

2.5. Verifiche a fatica

Le verifiche a fatica sono finalizzate alla valutazione del danno strutturale progressivo e localizzato che si verifica quando i materiali che costituiscono il pacchetto della pavimentazione sono sottoposti a carico ciclico. Nella fattispecie, il carico ciclico consiste nei passaggi dei mezzi destinati al trasporto dei container durante la vita utile della struttura.

Per eseguire le verifiche a fatica occorre dunque definire:

- le condizioni di carico, che dipendono dal numero di passaggio dei mezzi e dai carichi trasmessi ad ogni passaggio;
- le caratteristiche dei materiali e la loro risposta alle sollecitazioni indotte dai carichi ciclici.

Questi 2 argomenti saranno definiti nel dettaglio nei paragrafi che seguono.

2.5.1. Descrizione del modello di calcolo utilizzato

Le verifiche a fatica sono state eseguite con il supporto di un programma di calcolo specifico per il calcolo delle pavimentazioni portuali: HIPAVE, della Mincad Systems. Questo modello è una derivazione del consolidato modello CIRCLY, utilizzato con successo per la progettazione delle pavimentazioni di tipo industriale, o soggette a carichi molto pesanti, e del modello APSDS (Airport Pavement Structural Design System), molto diffuso per la progettazione delle pavimentazioni aeroportuali, entrambi basati sull'approccio elastico multistrato.

I principali punti di quest'approccio sono i seguenti:

- il pacchetto della pavimentazione è schematizzato come una successione di strati elastici, ciascuno caratterizzato dal suo spessore, e dalle caratteristiche del materiale di cui è costituito, in termini di modulo elastico e coefficiente di Poisson;
- il modello considera i mezzi effettivi che transitano sulla pavimentazione (es. carrelli elevatori, muletti, gru a cavalletto, autoarticolati etc.), ciascuno con i propri carichi (peso proprio del mezzo, peso dei container trasportati, più eventuali azioni di-

namiche dovute a frenatura, sterzata etc.), e con il proprio numero effettivo di passaggi, stimato durante la vita utile della struttura;
- il modello considera anche la distribuzione percentuale del peso dei container trasportati/stoccati, basata su statistiche consolidate, tipo quella della British Ports Association, oppure fornite dall'utente;
- la verifica a fatica è eseguita su tutto il pacchetto (su ciascuno degli strati che lo compongono), utilizzando il Cumulative Damage Factor, secondo l'ipotesi di Miner:
- $CDF = \frac{n}{N}$
- in cui CDF è il fattore di danneggiamento (damage factor), che per ciascuna condizione di carico è definito come il numero di ripetizioni n di un determinato parametro di risposta (sforzo o deformazione) diviso per il numero N di ripetizioni dello stesso parametro che causa il collasso. Quando n = N (quindi CDF=1) la struttura ha raggiunto il termine della sua vita utile.

2.5.2. Leggi di fatica utilizzate

Le relazioni utilizzate dal modello, che legano la risposta del materiale ai carichi ciclici cui la pavimentazione è sottoposta, sono state definite sulla base di studi condotti sulle pavimentazioni aeroportuali, poi adattati alle pavimentazioni portuali sottoposte a carichi pesanti (Wardle et al., 2001, Rif.[27]), e sulla base delle indicazioni contenute nella normativa australiana (Austroads, Rif.[32]).
Queste relazioni di performance (o fatica) sono del tipo:

$$N = \left[\frac{k}{\varepsilon}\right]^b$$

dove:
N = numero di cicli ammissibili (cioè ripetizioni del carico)
k = costante caratteristica del materiale
b = esponente della suddetta formula, dipendente anch'esso dal materiale
ε = deformazione adimensionale, indotta dal carico.

I parametri k e b variano con il modulo elastico E del materiale.

La legge di fatica, definita in maniera generica attraverso la formula sopra mostrata, viene rappresentata in modo diverso a seconda dello strato della pavimentazione considerato, e dello stato di sollecitazione a cui esso è sottoposto. Nella figura seguente (Fig. 2.8) è illustrata l'ubicazione delle deformazioni critiche all'interno di un pacchetto standard di pavimentazione. Come si evince dalla figura, le deformazioni critiche sono indotte:

- dagli sforzi di trazione (1) alla base dello strato di usura, che nel caso in figura è costituito da asfalto;
- dalle trazioni (2) nello strato di base legato, che in figura è indicato come materiale legato con cemento;
- dalle compressioni (3) nel sottofondo, costituito da materiale sciolto.

Le leggi di fatica per i materiali che costituiscono le 3 tipologie di strati sopra descritte sono illustrate nei paragrafi che seguono.

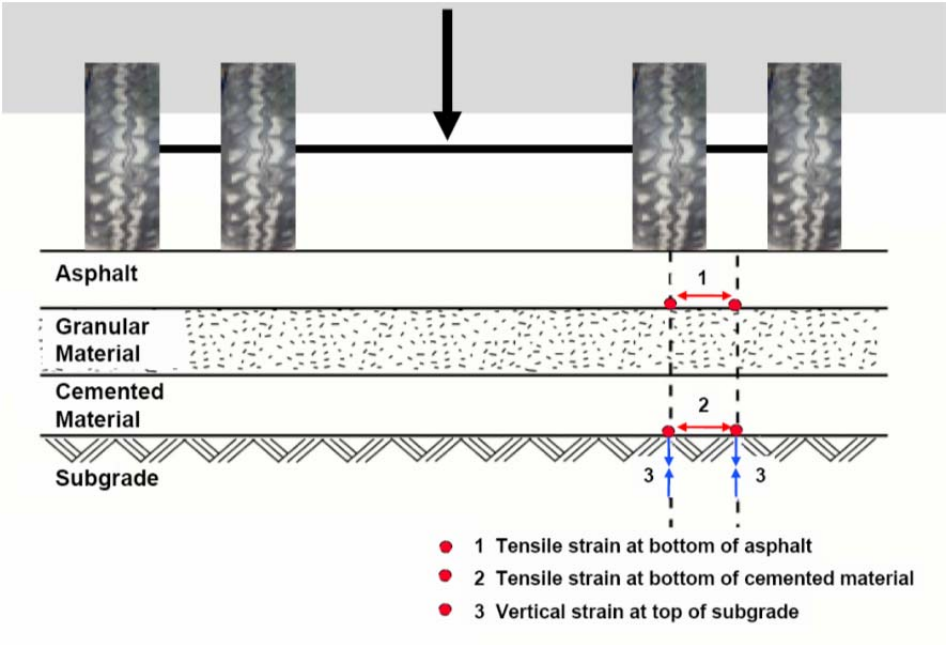


FIG. 2.8 - UBICAZIONE DELLE DEFORMAZIONI CRITICHE (DA MANUALE HIPAVE DELLA MYNCAD SYSTEMS)

2.5.2.1 Strato di usura

Lo strato di usura per la pavimentazione del Terminal Container è costituito da blocchetti in calcestruzzo.

A differenza dei materiali di tipo bituminoso, che esprimono una resistenza a trazione sotto i carichi applicati, i blocchetti sono elementi isolati, quindi uno strato di usura di questo tipo non possiede resistenza a trazione; essi però sviluppano un meccanismo chiamato "interlocking", grazie al quale si realizza una sorta di coesione tra i blocchetti, ad opera degli attriti sviluppati tra gli stessi e la sabbia che riempie i giunti di interblocco. Questa coesione fa in modo di ripartire i carichi sugli strati sottostanti, deformandosi. Per questo motivo lo strato di usura in blocchetti + sabbia non viene considerato nelle verifiche a fatica.

2.5.2.2 Strato di base

Lo strato di base della pavimentazione del Terminal Container è costituito da misto granulare cementato. Per i materiali legati con cemento, la legge di fatica che rappresenta il legame tra il massimo numero di ripetizioni del carico tollerabili (N) e le massime deformazioni di trazione che esso è in grado di tollerare prima di arrivare a rottura, espresse in microstrain ($\mu\varepsilon$), è rappresentato dalla seguente formula (riportata nelle norme Austroads 2012, Rif.[32]):

$$N = RF\left[\frac{113000/E^{0.804}+191}{\mu\varepsilon}\right]^{12}$$

in cui:
E è il modulo elastico del materiale,
$\mu\varepsilon$ rappresenta la deformazione di trazione in microstrain alla base dello strato considerato;

RF è il "reliability factor", cioè un coefficiente di affidabilità, che può essere definito sulla base della seguente tabella, riportata nelle norme Austroads 2012:

TAB. 2.3 - TABELLA PER IL CALCOLO DEL FATTORE DI AFFIDABILITÀ PER FORMULA DI FATICA DEI MATERIALI LEGATI A CEMENTO, DA AUSTROADS 2012

Table 6.8: Suggested reliability factors (RF) for cemented materials fatigue

Desired project reliability				
80%	85%	90%	95%	97.5%
4.7	3.3	2.0	1.0	0.5

Di solito RF viene assunto pari a 1.

2.5.2.3 Sottofondo

Nel caso di materiali sciolti, tipo tout venant, la legge di fatica rappresenta il legame tra il massimo numero di ripetizioni del carico tollerabili (N) e la massima deformazione di compressione ε che il materiale è in grado di tollerare prima di arrivare a rottura, secondo la formula già vista:

$$N = \left[\frac{k}{\varepsilon}\right]^b$$

Per questo tipo di materiale, i parametri k e b che caratterizzano tale legame possono essere determinati a partire dal modulo elastico del materiale E, secondo le seguenti relazioni, che sono state determinate con il supporto di prove di campo eseguite su pavimentazioni aeroportuali (Wardle L., 2001, Rif.[27]):

$k = 1.64\ 10^{-09}\ E^3 - 4.31\ 10\text{-}^{07}\ E^2 + 2.18\ 10^{-05}\ E + 0.00289$
$b = -2.12\ 10^{-07}\ E^3 + 8.38\ 10^{-4}\ E^2 - 0.0274\ E + 9.57$

2.5.3. Materiali e modelli costitutivi impiegati

Il pacchetto della pavimentazione è stato schematizzato come una successione di strati elastici, assunti come isotropi, caratterizzati ciascuno da parametri caratteristici quali:

- il modulo elastico E
- il modulo di Poisson ν
- il criterio di fatica tipico di quel materiale.

2.5.3.1 Strato di usura

Per lo strato di usura si è considerato uno strato costituito da blocchetti in cls di 15 cm, posato su uno strato di 3 cm di sabbia di allettamento, per uno spessore totale di 18 cm. Nella schematizzazione del modello, la somma dei due è stata considerata come strato unico, cui sono state attribuite le seguenti caratteristiche:
Per ciò che riguarda la definizione del valore del modulo elastico, si rimanda al paragrafo 2.6.3.

TAB. 2.4 - CARATTERISTICHE DELLO STRATO DI USURA

Materiale	Spessore (cm)	Modulo di elasticità E (MPa)	Modulo di Poisson ν
Blocchetti di cls	18	3200	0.15

Come anticipato, per questo strato non è stato introdotto alcun criterio di fatica.

2.5.3.2 Strato di base

Per la base è stato ipotizzato uno strato costituito da materiale legato C8/10, le cui caratteristiche di resistenza sono state dedotte dalla seguente Tab. 2.5, che riporta la classificazione BS EN 14227-1:2004 per materiali granulari legati a cemento, basata sui valori caratteristici della resistenza a compressione:

Per ciò che riguarda il modulo elastico da assegnare al materiale, il manuale INTERPAVE suggerisce, per il C8/10, valori piuttosto elevati (fino a 40000 MPa), riferendosi però al modulo elastico dinamico del materiale.

TAB. 2.5 - CLASSIFICAZIONE DEI CONGLOMERATI GRANULARI LEGATI A CEMENTO SECONDO LA BS EN 14227-1:2004

Characteristic 28 Day Compressive Strength (N/mm²)		Strength Class	Mean Axial Tensile Strength (N/mm²)
Cylinder Strength (H/D = 2)	Cylinder or Cube Strength (H/D = 1)		
No requirement		C_0	0
1.5	2.0	$C_{1.5/2.0}$	0.39
3.0	4.0	$C_{3/4}$	0.62
5.0	6.0	$C_{5/6}$	0.87
8.0	**10.0**	**$C_{8/10}$**	**1.18**
12	15	$C_{12/15}$	1.55
16	20	$C_{16/20}$	1.87
20	25	$C_{20/25}$	2.17

Per contro, altri documenti forniscono valori più bassi per il modulo dei conglomerati cementizi. Ad esempio, nell'ambito del programma europeo di ricerca "COST Action 336 - Falling Weight Deflectometer", sono stati individuati, sulla base di prove eseguite con il Falling Weight Deflectometer (FWD), dei range di valori tipici per il modulo elastico di materiali granulari legati a cemento, riassunti nella seguente Tab. 2.6. Dalla tabella appare evidente che il modulo elastico dei materiali legati a cemento è nettamente inferiore a quello riportato nel manuale INTERPAVE, a maggior ragione se si considera il materiale già soggetto a fessurazione (che è una condizione molto probabile, trattandosi di verifiche a fatica).

Il modulo E quindi può presumibilmente variare nel range 5 - 15000 MPa.

TAB. 2.6 - VALORI TIPICI DEL MODULO DI ELASTICITÀ E DI POISSON PER MATERIALI LEGATI A CEMENTO

Stiffness moduli and Poisson's ratios (Cement Bound)			
Material Type	**Ref #**	**Stiffness Range (MPa)**	**Poisson's Ratio**
Cement Bound Materials			
Concrete	2	30,000 - 70,000	0.2
Cement Bound Material (intact)	2	10,000 - 30,000	0.2
Cement Bound Material (primary cracking)	2	5,000 - 15,000	0.2
Cement Bound Material (primary and secondary cracking)	2	500 - 5,000	0.3
Aerated Concrete	3	500 - 3,000	0.15
Fly ash/ cement stabilisation	3	1,500 - 6,000	0.25
Sand/ cement mortar	3	2,500 - 7,000	0.25
Lean concrete	3	10,000 - 40,000	0.2
Crushed stone, strongly cemented (Uncracked)	4	7,000 - 30,000	0.15
Crushed stone, strongly cemented (Cracked)	4	500 - 3,000	0.35
Good quality gravel, weakly cemented (Uncracked)	4	3,000 - 9,000 (Av 4,500)	0.15
Poor quality gravel, weakly cemented (Uncracked)	4	2,000 - 6,000 (Av 3,000)	0.15
Good quality gravel, weakly cemented (Cracked)	4	160 - 2,000	0.3
Poor quality gravel, weakly cemented (Cracked)	4	90 - 1,200	0.35

Infine, APM Terminal ha fornito la seguente Tab. 2.7, ottenuta da prove con Falling Weight Deflectometer (FWD) su diversi pacchetti di pavimentazione di caratteristiche analoghe a quello scelto per il Terminal Container, suggerendo l'uso di un valore di modulo elastico per il C8/10 pari a 12000 MPa, valore che rientra nel range di cui alla tabella sopra.

Questo valore dovrà comunque essere confermato dalle prove in campo, da eseguirsi secondo le modalità descritte in Capitolato.

TAB. 2.7 - VALORI SPERIMENTALI DEI MODULI ELASTICI OTTENUTI DA PROVE IN CAMPO CON FWD, FORNITI DA APM TERMINAL

Material	Pavers	CTB 8/10	Pavers	CTB 8/10
Project	Average stiffnes		85% percentile $E_{50\%}$	
Pvmt	E1	E2	E1	E2
1	1781	14272	1369	9053
2	1339	12154	892	9297
3	1532	10778	1342	8943
4	1280	10657	950	3927
5	n.a.	12606	n.a.	9145
6	n.a.	14539	n.a.	9808
7	n.a.	15438	n.a.	7549
8	n.a.	13882	n.a.	5724
9	n.a.	8248	n.a.	2726
10	n.a.	10846	n.a.	3035
11	n.a.	10319	n.a.	4675
12	n.a.	n.a.	1098	7367
Avg	1483	12158	1130	6771

In conclusione, le caratteristiche del C8/10 utilizzate nel modello sono riassunte nella seguente

TAB. 2.8 - CARATTERISTICHE DELLO STRATO DI BASE IN C8/10

Materiale	Spessore (cm)	Modulo di elasticità E (MPa)	Modulo di Poisson ν
C8/10	var.	12000	0.2

La formula di fatica ottenuta per questo materiale, sulla base del modulo E scelto, è la seguente:

$$N = \left[\frac{0.00025}{\varepsilon}\right]^{12}$$

2.5.3.3 Fondazione

La fondazione sarà realizzata in misto granulare selezionato non legato. Nel modello la rappresentazione delle sue caratteristiche è stata fatta schematizzando il materiale come elastico, e tenendo conto delle sue non linearità secondo i criteri qui di seguito spiegati.

Innanzitutto, è stata seguita la pratica, raccomandata in letteratura ed anche nelle ROM, di considerare, per i materiali granulari sottoposti a carichi dinamici, un progressivo incremento del modulo di elasticità dal basso verso l'alto.

Questa pratica (definita anche sub-layering nella letteratura anglosassone), nasce dalla considerazione che il comportamento del materiale granulare non è lineare ed è fortemente influenzato dalla stato tensionale in esso esistente, variabile con la profondità come conseguenza dei carichi applicati. Per tenere conto di questa non linearità, lo strato di materiale granulare viene suddiviso in sotto-strati (da cui appunto sub-layering), cui viene assegnato un modulo resiliente variabile con la profondità (come diffusamente spiegato nel rapporto "Characterization of unbound granular layers in flexible pavements", Rif.[33]).

In questo modo si riesce a tenere conto della variazione degli sforzi verticali, attraverso una "stratificazione" del modulo di elasticità, continuando a considerare il materiale elastico.

Le ROM (4.1-94 par.A.2.4.2. Capas granulares) raccomandano di variare il modulo di elasticità degli strati granulari secondo la relazione:
$E = k\ E_{i-1}$

dove k varia da 2 a 4, E ed E_{i-1} sono, rispettivamente, i moduli di elasticità dello strato considerato e dello strato sottostante.

Il metodo per tenere conto del sublayering più noto, ed implementato anche nel modello di calcolo HIPAVE utilizzato, è però quello proposto da Barker e Brabston, nel loro

rapporto: "Development of a structural design procedure for flexible airport pavements", Rif.[34].

Il metodo si basa sull'uso del grafico riportato nella seguente Fig. 2.9:

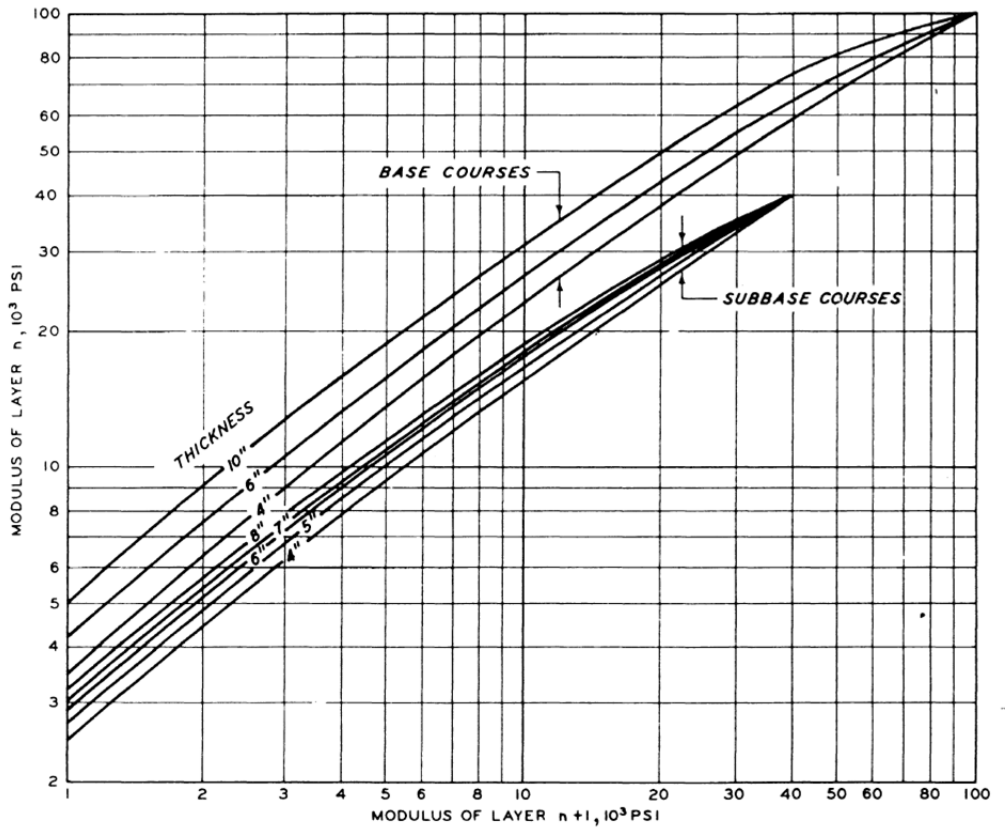


Figure 6-1. Relationships between modulus of layer n and modulus of layer n + 1 for various thicknesses of unbound base course and subbase course.

FIG. 2.9 - GRAFICO PER LA DEFINIZIONE DEI MODULI DI STRATI CONSECUTIVI DI MATERIALE GRANULARE, SECONDO IL METODO DI BARKER BRABSTON

La relazione indicata nella precedente figura può essere anche espressa matematicamente attraverso la seguente equazione:

$E_n = E_{n+1} (1+7.18 \log t - 1.56 * \log E_{n+1} * \log t)$

in cui:

n è lo strato nel pacchetto

E_n è il modulo resiliente (in psi) dello strato n
E_{n+1} è il modulo resiliente (in psi) dello strato n+1, posto al di sotto dello strato n
t è lo spessore (in pollici) dello strato n

La pratica corrente è dunque quella di creare una sequenza di strati con spessore di 15 cm (Wardle L.J., Rodway B., [28]), e, applicare la suddetta equazione a ciascuno strato di 15 cm, partendo dal modulo del sottofondo.

Seguendo l'approccio spiegato, per lo strato di fondazione costituito da misto granulare selezionato, le caratteristiche del materiale introdotte nel modello a fatica sono le seguenti (dal basso verso l'alto):

TAB. 2.9 - CARATTERISTICHE DELLO STRATO DI FONDAZIONE GRANULARE

Materiale	Spessore (cm)	Modulo elasticità Ev (Mpa)	Modulo di Poisson ν
Misto granulometrico 155	15	155	0.3
Misto granulometrico 200	15	200	0.3

Per questo materiale è stato ipotizzato un fuso granulometrico ben assortito, capace di garantire, grazie ad una buona compattazione del materiale da eseguirsi in opera, il raggiungimento dei moduli elastici specificati.

Il fuso è mostrato nella seguente Fig. 2.10.

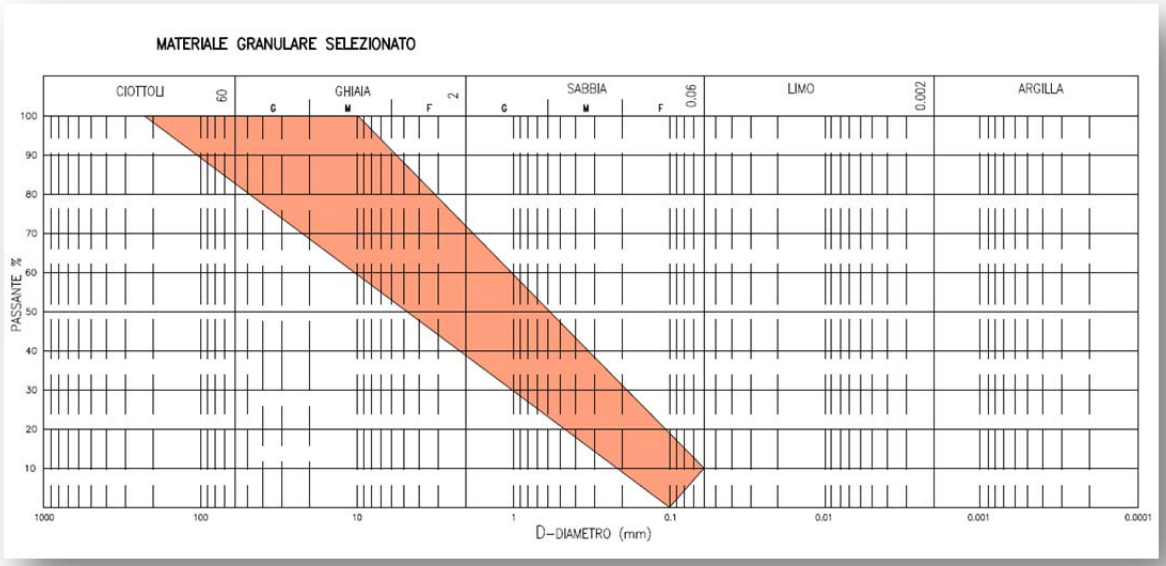


FIG. 2.10: FUSO GRANULOMETRICO DEL MATERIALE GRANULARE SELEZIONATO PER STRATO DI FONDAZIONE

Per ciò che riguarda il comportamento a fatica di questo materiale, la relazione da utilizzare è quella per materiali granulari già mostrata nel par. 2.5.2.3, relativa al materiale sciolto che costituisce il sottofondo. Nella pratica corrente la verifica a fatica della fondazione, se realizzata in materiale granulare, risulta poco significativa. Infatti la resistenza a fatica varia esponenzialmente con il modulo elastico, quindi lo strato di fondazione, caratterizzato da moduli elastici maggiori rispetto al sottofondo, ha a disposizione una riserva di resistenza notevolmente superiore a quella del sottofondo.

Per tale motivo nelle analisi a fatica presentate nel 2.5.5. non sono stati esplicitati i risultati relativi allo strato di fondazione.

2.5.3.4 Sottofondo

Il sottofondo verrà realizzata in tout venant, cioè con il terreno granulare disponibile in sito (in alcuni casi necessariamente questo materiale dovrà essere stabilizzato in modo da eliminare pezzature troppo elevate negli strati superficiali). Il modulo elastico del

tout venant è stato dedotto dalle prove di carico statiche su piastra eseguite in settembre 2012, dalle quali è risultato un modulo E=65 MPa. Nel modello elastico lineare utilizzato per la verifica a fatica è stato utilizzato un modulo resiliente pari a 100 MPa, per tenere conto dell'incremento di modulo che sarà ottenuto attraverso la compattazione del tout venant negli strati superficiali su cui sarà realizzata la pavimentazione (non ancora eseguita all'epoca delle prove su piastra), ma usando un valore cautelativo, che dovrà comunque essere verificato in fase di realizzazione dell'opera. Le caratteristiche del materiale di sottofondo sono dunque le seguenti:

TAB. 2.10 - CARATTERISTICHE DEL TOUT VENANT USATO NEL SOTTOFONDO

Materiale	Spessore (cm)	Modulo di elasticità E (MPa)	Modulo di Poisson ν
Tout venant	var.	100	0.27

Per questo strato è stata utilizzata una legge di fatica rappresentata dalla seguente espressione:

$k = 1.64\ 10^{-09}\ E^3 - 4.31\ 10\text{-}^{07}\ E^2 + 2.18\ 10^{-05}\ E + 0.00289$

$b = -2.12\ 10^{-07}\ E^3 + 8.38\ 10^{-4}\ E^2 - 0.0274\ E + 9.57$

Nel caso specifico, per materiale granulare avente modulo elastico E= 100 MPa (caratteristico di fondazioni con CBR compreso tra 3 e 15%), risulta:

$k = 0.0024$

$b = 15$

2.5.4. Condizioni di carico esaminate

Le condizioni di carico utilizzate per le verifiche a fatica sono state determinate sulla base delle caratteristiche dei mezzi pesanti che operano in piattaforma, e del numero di passaggi atteso durante la vita utile della pavimentazione, per ciascuna tipologia di mezzo. Questi elementi sono descritti nei paragrafi che seguono.

2.5.4.1 Tipologia di mezzi utilizzati per il carico/scarico dei container

Come spiegato nel paragrafo 2.2.2, i mezzi di movimentazione dei container previsti, secondo le specifiche di APM Terminal, sono i seguenti:

traffico lato mare ("waterside traffic"):
- Shuttle Carriers (capaci di trasportare fino a 40 t);
- Reach stackers (muletti), capaci di trasportare sia container da 20 che da 40 piedi.

Traffico lato terra ("landside traffic"):
- camion (in grado da trasportare sia container da 20 che da 40 piedi)

Nel modello utilizzato per il calcolo a fatica delle pavimentazioni, che, come detto, utilizza la reale distribuzione dei carichi invece degli assi equivalenti, sono stati definiti 2 modelli di mezzi pesanti, uno che rappresenta le Reach Stackers, ed uno che rappresenta le Shuttle Carriers, secondo i criteri di progetto forniti da APM Terminal. Essi sono riportati nella seguente Tab. 2.11:

TAB. 2.11 - MEZZI DI MOVIMENTAZIONE CONTAINER USATI NEL MODELLO

Descrizione	Marca e modello	Capacità
Reach stacker	Hyster HR45-31	40 foot container
Shuttle carrier	Kalmar ESH240	40 foot container

La distribuzione dei carichi sulle ruote di ciascun mezzo viene fornita dal modello per ogni condizione di carico.
Per la Reach Stacker del tipo sopra indicato, la distribuzione dei carichi sulle ruote dell'asse anteriore e posteriore viene determinata secondo la tabella sotto riportata (Tab. 2.12) ed il grafico mostrato nella seguente Fig. 2.11:

TAB. 2.12 - CARATTERISTICHE DELLA REACH STACKER HYSTER HR 45-31

component	tyre pressure	axle load (Load case 1)	axle load (Load case 2)	number of wheels
1	1.0	32.0	90.5	4
2	1.0	36.0	22.5	2

La figura mostra il carico, in tonnellate, trasmesse dall'asse anteriore e posteriore, a partire dalla condizione di mezzo scarico (Load case 1) fino alla condizione di pieno carico (Load case 2).

Come si vede dal grafico, a pieno carico viene trasmesso alle ruote dell'asse anteriore un carico pari a 90.5/4 = 22.63 tonnellate, mentre alle ruote posteriori viene trasmesso un carico pari a 22.5/2=11.25 tonnellate. Quando il mezzo è scarico, l'asse anteriore trasmette un carico per ruota pari a 32/4=8 t, mentre l'asse posteriore trasmette un carico per ruota pari a 36/2=18 t.

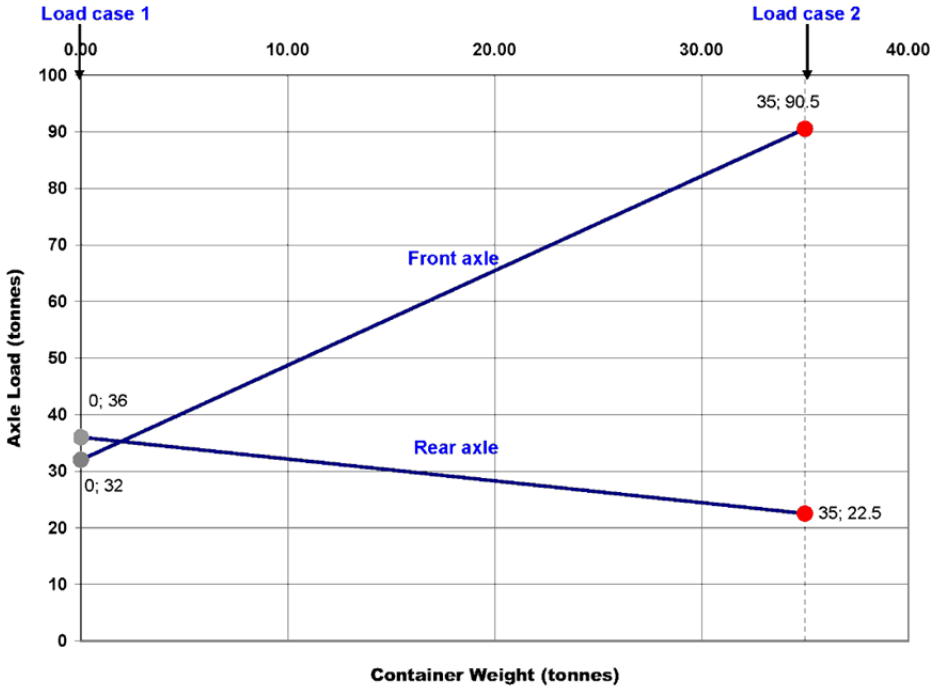


FIG. 2.11 - DISTRIBUZIONE DEI CARICHI SUGLI ASSI ANTERIORE E POSTERIORE DELLA REACH STACKER (HYSTER HR 45-31), IN FUNZIONE DEL CARICO DEL CONTAINER TRASPORTATO

Per la Shuttle Carrier, il carico è distribuito uniformemente sulle ruote, quindi non c'è differenziazione tra assi anteriore e posteriore.
La distribuzione dei carichi sulle ruote, a pieno carico (40 tonnellate), varia secondo la Tab. 2.13 sotto riportata:

TAB. 2.13 - CARATTERISTICHE DELLE STRADDLE CARRIERS/SHUTTLE CARRIERS

component	tyre pressure	Wheel fully loaded (tons)	Number of axle rows	number of wheels
Tipo ESH 240	0.56	15.7	3	6

Nel modello usato per le verifiche a fatica, i carichi dei mezzi descritti sopra vengono ulteriormente elaborati, per tenere conto di due importanti fenomeni:
– lo scostamento dei veicoli dal centro della carreggiata (il cosiddetto "wandering");
– le azioni di tipo dinamico.

Per ciò che riguarda il "wandering", è stata ipotizzata una distribuzione statistica dei passaggi dei mezzi sulla corsia, che ha nella mezzeria il suo valore massimo, e poi se ne discosta secondo una gaussiana, in cui la deviazione standard ha un valore assegnato, nel caso specifico pari a 77 cm.

Per ciò che riguarda invece gli effetti dinamici indotti sulla pavimentazione dai mezzi in movimento, in corrispondenza di azioni quali sterzata, frenata, etc. si è fatto riferimento alla seguente Tab. 2.14 riportata nel manuale dell'INTERPAVE.

In particolare, si è assunto un coefficiente dinamico pari a 1.3 per la Reach Stacker, il che significa assumere cautelativamente che il mezzo trasferisca alla pavimentazione azioni di frenatura per ciascun passaggio, durante la vita utile della struttura (il coefficiente dinamico per cornering è 1.4, quindi maggiore, ma andrebbe applicato solo in corrispondenza dei punti in cui il mezzo curva, quindi ad 1/5 dei passaggi totali).

Per le Straddle /Shuttle Carriers è stato utilizzato invece un coefficiente di incremento dinamico pari al 50% sull'asse anteriore e centrale, che corrisponde ad azioni di frenatura, secondo la suddetta tabella.

In corrispondenza delle corsie di accesso ai blocchi A1 e B1 (si veda Fig. 2.12), dove tutti i suddetti mezzi devono curvare, si è applicato invece il coefficiente di incremento dinamico per cornering, che è pari a 1.6. Questo coefficiente è applicato all'asse anteriore e centrale della Shuttle Carrier.

TAB. 2.14 - FATTORI DI CARICO DINAMICO, SECONDO MANUALE INTERPAVE

Condition	Plant Type	fd
Braking	Reach Stacker/Front Lift Truck	±30%
	Straddle Carrier	±50%
	Side Lift Truck	±20%
	Tractor and Trailer	±10%
	Rubber Tyred Gantry Crane (RTG)*	±10%
Cornering	Reach Stacker/Front Lift Truck	40%
	Straddle Carrier	60%
	Side Lift Truck	30%
	Tractor and Trailer	30%
	Rubber Tyred Gantry Crane (RTG)*	zero
Acceleration	Reach Stacker/Front Lift Truck	10%
	Straddle Carrier	10%
	Side Lift Truck	10%
	Tractor and Trailer	10%
	Rubber Tyred Gantry Crane (RTG)*	±5%
Uneven Surface	Reach Stacker/Front Lift Truck	20%
	Straddle Carrier	20%
	Side Lift Truck	20%
	Tractor and Trailer	20%
	Rubber Tyred Gantry Crane (RTG)*	±10%

2.5.4.2 Definizione dei flussi di mezzi

Le direttrici lungo le quali avverranno i flussi di mezzi sono rappresentate graficamente nella seguente figura:

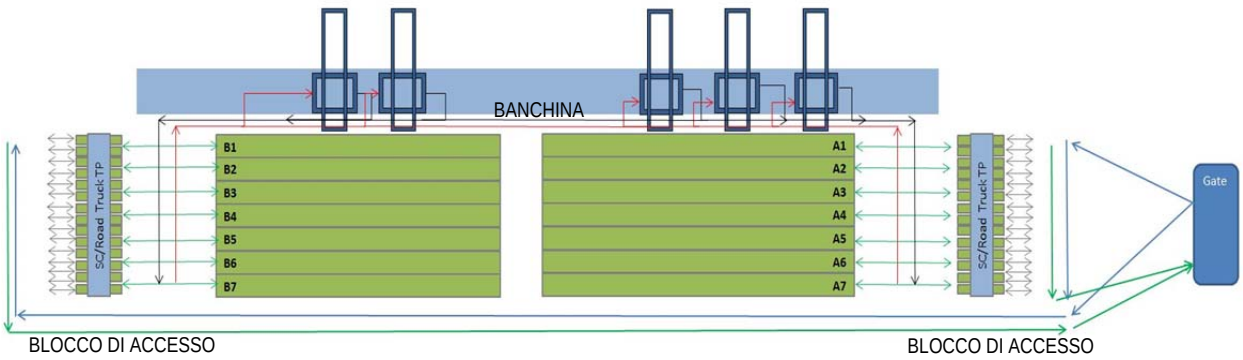


FIG. 2.12 - FLUSSO DI MEZZI PER TRASPORTO CONTAINER

Sostanzialmente si evidenzia un flusso di andata e ritorno lungo la banchina, che poi devia perpendicolarmente verso le 2 aree di stoccaggio A e B. Queste 2 direttrici principali poi si collegano, sempre in andata e ritorno, con le gru STS in banchina in 5 punti.

A questi 2 flussi si sommano poi quelli che collegano i 2 blocchi di accesso con le aree di stoccaggio A e B, tramite 7 direttrici (in ingresso ed uscita).

I flussi sin qui descritti sono relativi alle movimentazioni lato banchina; a questi poi si sommeranno anche quelli lato terra, che non avranno accesso alle aree di stoccaggio ma collegheranno solo i 2 blocchi di accesso.

Per poter correttamente dimensionare la pavimentazione, differenziandola ove possibile in funzione dei flussi di traffico effettivamente esistenti, bisogna assegnare a ciascuna delle direttrici indicate in figura il corrispondente numero di passaggi atteso durante la vita utile della struttura. Questo calcolo è illustrato nel paragrafo seguente.

2.5.4.3 Definizione del numero di passaggi

Come illustrato nel paragrafo precedente, il movimento di mezzi pesanti sulla piattaforma è legato a 2 tipologie di traffico:

- il traffico lato banchina, costituito da Shuttle Carriers e occasionalmente da Reach Stackers (si può stimare un traffico annuo di questo tipo di mezzo pari al 5% del traffico annuo totale sulla piattaforma), capaci di trasportare sia container da 20 che da 40 piedi;
- il traffico lato terra, costituito da camion (in grado da trasportare sia container da 20 che da 40 piedi)

I dati sul traffico annuo di questi mezzi atteso in piattaforma sono stati forniti da APM Terminal.
Queste stime sono state basate sulle seguenti ipotesi:

- che il volume di traffico sia suddiviso a metà tra import e export;

– che il volume di traffico sia diviso a metà tra le due aree di stoccaggio;
– che i container siano movimentati da 19 Shuttle Carriers e 1 Reach Stacker.

Nel seguente grafico sono mostrate le previsioni di traffico, inteso come movimento dei mezzi tra la banchina e le aree di stoccaggio, con riferimento ai primi 25 anni a partire dal 2018, anno in cui si assume che la piattaforma sarà operativa.

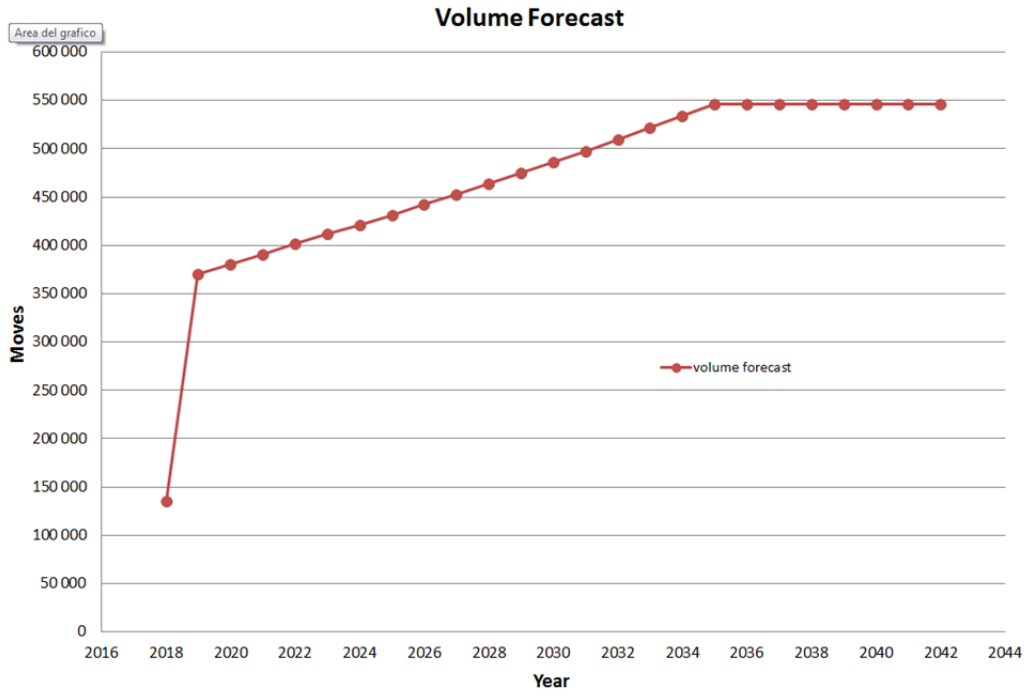


FIG. 2.13 - PREVISIONE DEI TRAFFICI IN PIATTAFORMA, IN MOVIMENTI ALL'ANNO, PER I PRIMI 25 ANNI A PARTIRE DAL 2018

I valori nel grafico tengono conto dei volumi di import ed export, e dei viaggi sia a pieno carico che a vuoto, effettuati dai mezzi.

Un uguale numero di passaggi è previsto poi tra i blocchi di accesso ed i blocchi dell'area di stoccaggio, per cambiare la modalità di trasporto da trasporto via mare a trasporto via terra e viceversa: prelevare i container giunti alla piattaforma via mare (import) e trasportarli a destinazione via terra o, al contrario, trasportare in piattaforma via terra i container che poi dovranno essere trasportati via mare (export). Sia in un caso che

nell'altro, ci sarà in mezzo una fase di stoccaggio, per cui, complessivamente, per ciascun container ci sarà una doppia movimentazione.

Secondo lo schema in Fig. 2.12, in corrispondenza di ogni blocco di stoccaggio (A1 – A7; B1 – B7) ha luogo sia la movimentazione relativa al flusso import-export che passa attraverso il blocco di accesso (grid) sia quella relativa al flusso import-export che passa attraverso la banchina.

Si è ipotizzato che i container vengano distribuiti uniformemente trai 7 blocchi dell'area di stoccaggio. Il numero di passaggi complessivi in corrispondenza di ciascun blocco deve tenere conto, però, non solo dei flussi diretti al blocco medesimo, ma anche di quelli che per raggiungere la banchina da altri blocchi, (o in arrivo dalla banchina verso altri blocchi) vi devono passare davanti. Di conseguenza la zona in cui si concentra il maggior numero di movimenti è quella più vicina alla banchina, in corrispondenza del blocco A1 (o B1), come mostrato in Fig. 2.14, perché i mezzi che vogliono raggiungere la banchina dai vari blocchi (e viceversa) devono tutti passare da quest'area.

A titolo di esempio, nella seguente figura è mostrata la distribuzione dei movimenti complessivi con riferimento all'anno 2018.

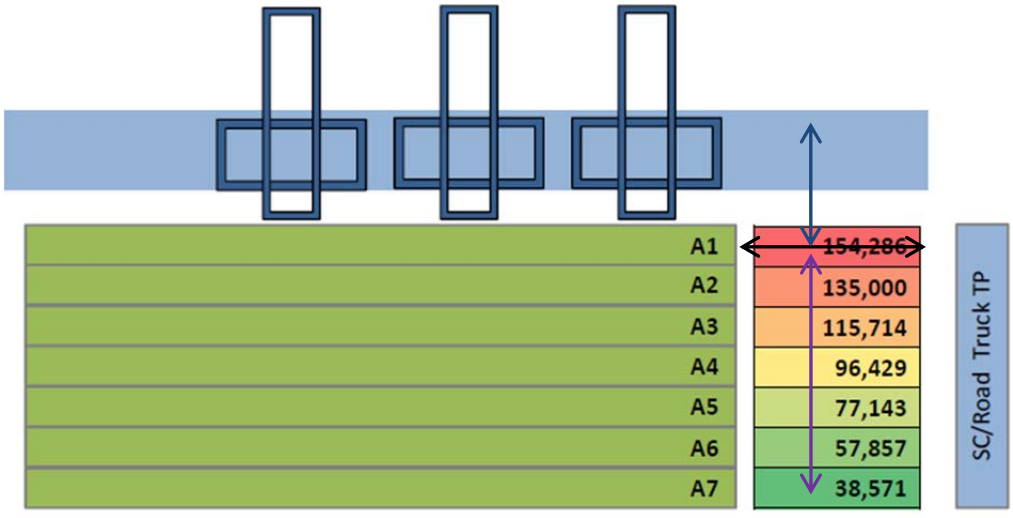


FIG. 2.14 - DISTRIBUZIONE DEI PASSAGGI ANNUI IN CORRISPONDENZA DI CIASCUNA CORSIA, PER BLOCCO

Il flusso di mezzi in ingresso dal grid nell'anno 2018 è pari a 135 000, come mostrato in Fig. 2.13.
Il flusso nel blocco A1 è la somma di 135 000/7 (grid-blocco, freccia nera) + 135 000/7 (flusso banchina, freccia blu) + (135000/7)*6 (flusso banchina dai blocchi precedenti, freccia viola).
In questi valori sono compresi anche i viaggi a vuoto dei mezzi.

Per tenere conto del numero di passaggi complessivi durante la vita utile della struttura, cioè 50 anni, sono stati sommati tutti i passaggi per corsia per ciascun anno, considerando le previsioni di traffico della Fig. 2.13, ed assumendo che tali previsioni (che coprono un periodo di 25 anni) mantengano costanti nei 25 anni successivi i valori del 25° anno.

I risultati sono mostrati nella seguente tabella.

TAB. 2.15 - N° PASSAGGI TOTALI PER CORSIA, PER CIASCUNO DEI 2 BLOCCHI

	anni 1-25	anni 25-50	tot anni 1-50
A1	13 361 539	15 597 025	28 958 564
A2	11 691 347	13 647 400	25 338 746
A3	10 021 154	11 697 775	21 718 929
A4	8 350 962	9 748 150	18 099 112
A5	6 680 770	7 798 525	14 479 295
A6	5 010 577	5 848 875	10 859 452
A7	3 340 385	3 899 250	7 239 635

Per ciò che riguarda i traffici in banchina, questi ultimi possono essere dedotti dalla tabella precedente, facendo riferimento alla corsia A1, da cui passano tutti i mezzi diretti in banchina, e sottraendo la parte di traffico relativa alla movimentazione dal blocco A1 al grid e viceversa. Quest'ultima è data da:

TAB. 2.16 - N° MOVIMENTI TOTALI GRID - CORSIA A1

corsia A1	anni 1-25	anni 25-50	tot anni 1-50
	1 670 194	1 949 624	3 619 818

Quindi il numero totale di movimenti in banchina è pari a 25 338 746.

Di questi movimenti, come già detto, si assume che una parte venga eseguita tramite Reach Stacker, in percentuale pari al 5% del traffico annuo totale che interessa la zona di banchina, ed il restante 95% da Shuttle Carriers.

I traffici in banchina risultano quindi ripartiti come mostrato nella seguente Tab. 2.17.

TAB. 2.17 - RIPARTIZIONE DEI TRAFFICI IN BANCHINA

	anni 1-50
Movimenti totali	25 338 746
Movimenti Reach Stacker	1 266 937
Movimenti Shuttle Carriers	24 071 809

Per ciò che riguarda il traffico lato terra in arrivo ai due blocchi (Grid), il riferimento per il dimensionamento della pavimentazione è costituito dal volume di traffico riportato nella Fig. 2.13.

Sommando i volumi dei 25 anni in figura, e quelli dei 25 anni successivi, ipotizzando che il flusso annuo dal 25esimo anno in poi sia costante e pari all'ultimo valore del venticinquennio precedente, si ottiene che il volume complessivo in 50 anni è pari a 25 338 746, che corrisponde, in media, a circa 500 000 mezzi all'anno.

Riassumendo, il numero di movimenti totale dei mezzi (sia lato banchina che lato terra) durante la vita utile della struttura (50 anni) è il seguente:

TAB. 2.18 - MOVIMENTI TOTALI DEI MEZZI DI TRASPORTO NEL TERMINAL CONTAINER DA USARE PER IL DIMENSIONAMENTO

	in 50 anni
N° tot mezzi trai 2 blocchi (grid)	2.53E+07
N° Shuttle Carriers area di scambio (corsia più sollecitata)	2.90E+07
N° Shuttle Carriers banchina (tot)	2.41E+07
N° Reach Stackers banchina (tot)	1.27E+06

Questi flussi devono poi essere ripartiti secondo le direttrici di traffico già illustrate, che sono:

– 2 direttrici per l'area di scambio (A e A')
– 2 direttrici per l'area di banchina (C+D)
– 2 direttrici per la corsia di comunicazione trai 2 blocchi di accesso (B).

Occorre sottolineare che, nel caso dell'area di scambio (A e A'), cautelativamente si è supposto che tutti i passaggi in un senso e nell'altro avvengano lungo la mezzeria della corsia, il che appare comunque ragionevole, considerando che questo corridoio rappresenta la zona di distribuzione di tutti i flussi di mezzi tra area di stoccaggio e banchina.
Si fa notare che il corridoio tra le aree di stoccaggio (area H in figura) è stato dimensionato in analogia alle aree di accesso A e A', anche se previsto che in un momento successivo (terminal a regime) quest'area non sarà utilizzata per l'accesso ai blocchi di stoccaggio ma verrà integrata nell'area di stoccaggio.

Nelle altre zone, invece, sono state considerate 2 direttrici: una per il flusso di andata ed una per quello di ritorno.

Quindi il numero di passaggi per ciascuna direttrice sarà il seguente:

TAB. 2.19 - RIPARTIZIONE DEI TRAFFICI PER DIRETTRICE E TIPOLOGIA MEZZO

N° passaggi per direttrice (corsia)	Mezzo di trasporto		
	Shuttle Carrier	Reach Stacker	Truck/TT
Area di scambio (A e A'), corridoio H	2.90E+07*	3.17E+05*	/
Area di banchina (C)	1.20E+07	6.33E+05**	/
Area di banchina (D)	1.20E+07	3.17E+05	
Via di collegamento tra Grid (B)	/	/	1.27E+07
Area di ingresso (E ed E')	/	/	1.27E+07

*questo flusso non è stato ripartito ma assegnato ad una corsia sola, come dettagliato nel seguito (si veda il par.2.5.5.1).
**questo flusso è stato applicato solo alla corsia più esterna

Questa ripartizione dei flussi è mostrata anche nella seguente Fig. 2.15.

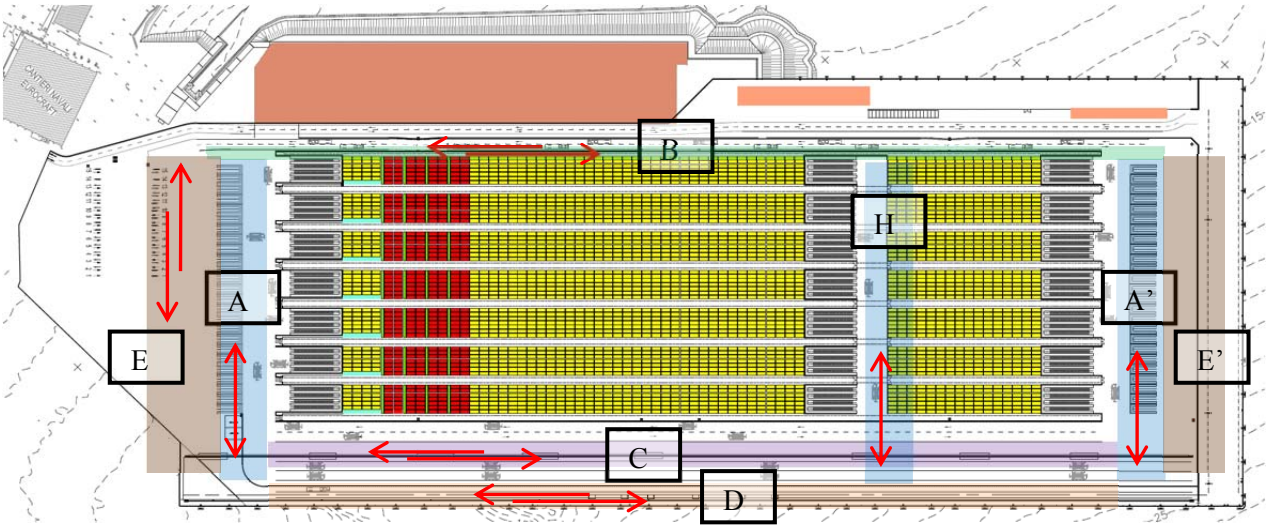


FIG. 2.15 - DISTRIBUZIONE DEI FLUSSI ANNUI DI MEZZI PESANTI NEL TERMINAL CONTAINER

Questi passaggi sono stati utilizzati per le verifiche a fatica, come mostrato in seguito, con riferimento alle aree individuate.

Le distinzioni sono state fatte per tenere conto della diversa natura dei mezzi in transito e delle differenze negli strati portanti, in modo da ottimizzare la pavimentazione.

2.5.4.4 Distribuzione del carico trasportato dai container

Il modello per il calcolo a fatica delle pavimentazioni calcola il coefficiente di danneggiamento conseguente a ciascuna applicazione del carico sulla pavimentazione (cioè a ciascun passaggio), quindi è importante conoscere l'effettivo carico trasmesso ad ogni passaggio, che è dato dalla somma del peso proprio del mezzo e dal carico trasportato dai container. Quest'ultimo non sarà ogni volta pari al massimo trasportabile, ma avrà, evidentemente, valore variabile.

A questo proposito, la British Ports Association ha elaborato, sulla base di dati raccolti presso i porti del Regno Unito, una distribuzione statistica dei carichi trasportati dai container, in diverse situazioni:

- carico interamente composto da container da 40 piedi;
- carico interamente composto da container da 20 piedi;
- carico composto da varie percentuali di container da 40 e 20 piedi.

La legge di distribuzione scelta per le presenti verifiche, sulla base di indicazioni ricevute dal Committente, si riferisce alla situazione in cui il 60% dei TEU è trasportata da container da 40 piedi ed il 40% da container da 20 piedi. Essa è mostrata nella seguente Fig. 2.16, in cui, a titolo di comparazione, è riportata anche la distribuzione del carico nel caso in cui l'intero carico venisse trasportato da container da 40 piedi (linea gialla).

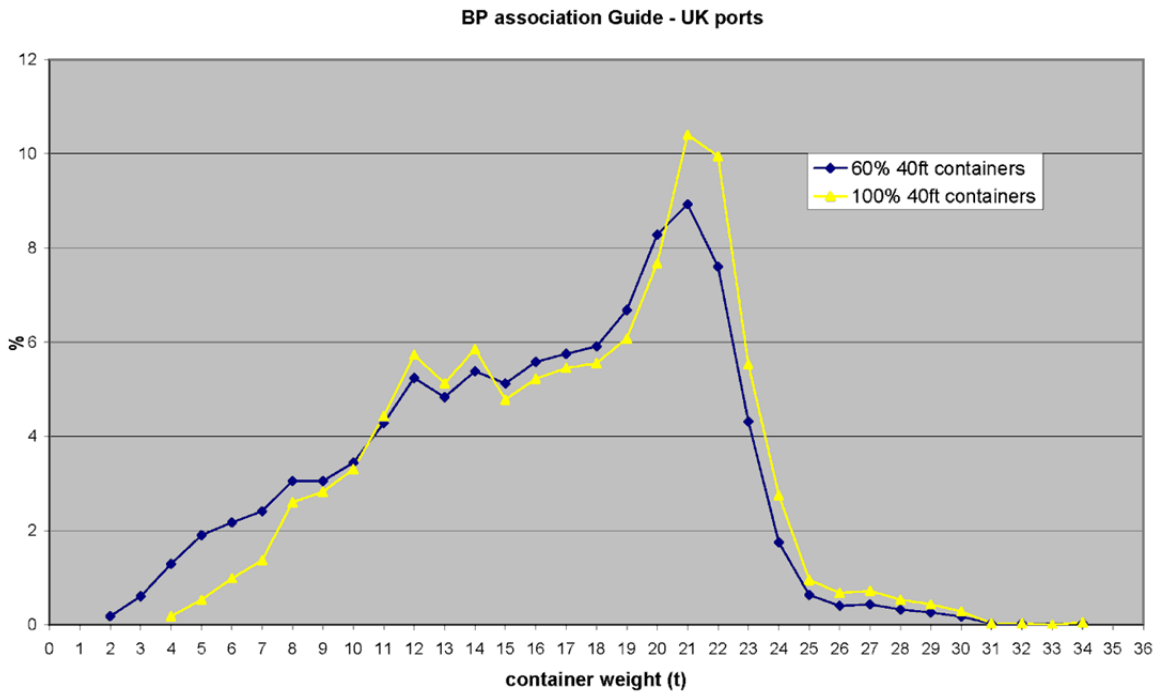


FIG. 2.16 - DISTRIBUZIONE STATISTICA DEI CARICHI TRASPORTATI DA CONTAINER (BRITISH PORTS ASSOCIATION)

2.5.5. Sintesi dei risultati

Le verifiche a fatica sono state condotte con riferimento alle aree mostrate nella Fig. 2.15, e saranno presentate qui di seguito con riferimento alla stessa suddivisione in aree.

2.5.5.1 Area di scambio tra Grid e blocchi di stoccaggio (area A e A'); corridoio H

La pavimentazione in quest'area è stata verificata con riferimento ai cicli di carico riportati nella precedente Tab. 2.19; in particolare si è ipotizzato cautelativamente che il traffico in quest'area si distribuisca lungo la mezzeria della stessa, quindi è stato assegnato ad una sola corsia e non ripartito tra le due direttrici.
Il traffico è costituito da Shuttle Carriers e da Reach Stacker (a quest'ultima è stato attribuito un numero di passaggi pari al 5% del traffico totale in banchina, suddiviso a metà tra blocco A e A').

Poiché tutti i mezzi che accedono a questa zona sono soggetti a traiettorie curve nel punto di accesso all'area, a tutti i mezzi è stato applicato un fattore di incremento dinamico del carico per "cornering", pari al 60% per le Shuttle Carriers (e applicato ai primi 2 assi) e pari al 40% per la Reach Stacker (applicato all'asse anteriore).

La tipologia di pacchetto di pavimentazione sottoposto a verifica è mostrata in Fig. 2.4; le condizioni di input per il modello sono riassunte nella seguente Fig. 2.17, mentre la Fig. 2.18 riporta i dati di output.

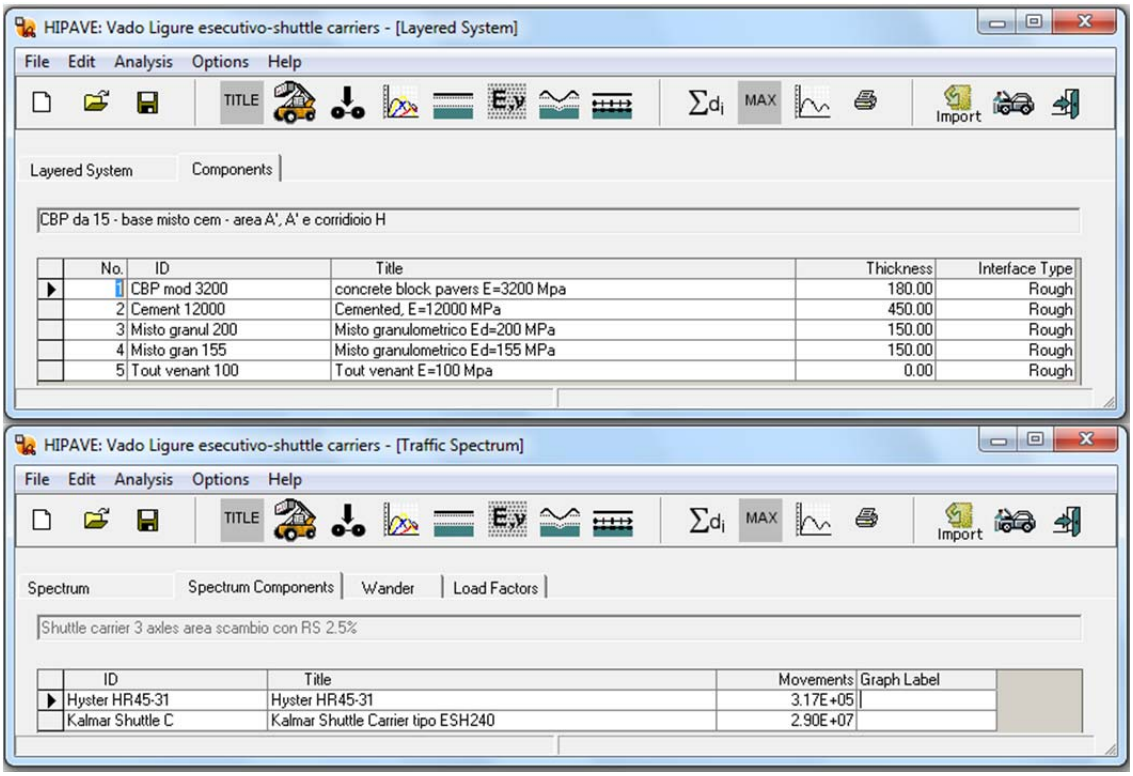


FIG. 2.17 - AREA DI SCAMBIO TRA GRID DI ACCESSO E AREA DI STOCCAGGIO (A, A') E CORRIDOIO H (FASE INIZIALE): DATI DI INPUT PER IL MODELLO HIPAVE

Si fa notare che lo spessore evidenziato nel riquadro superiore della figura è quello minimo risultato necessario per soddisfare il requisito CDF<1. Si è assunto quindi uno spessore di 45 cm, che soddisfa pienamente la verifica a fatica.

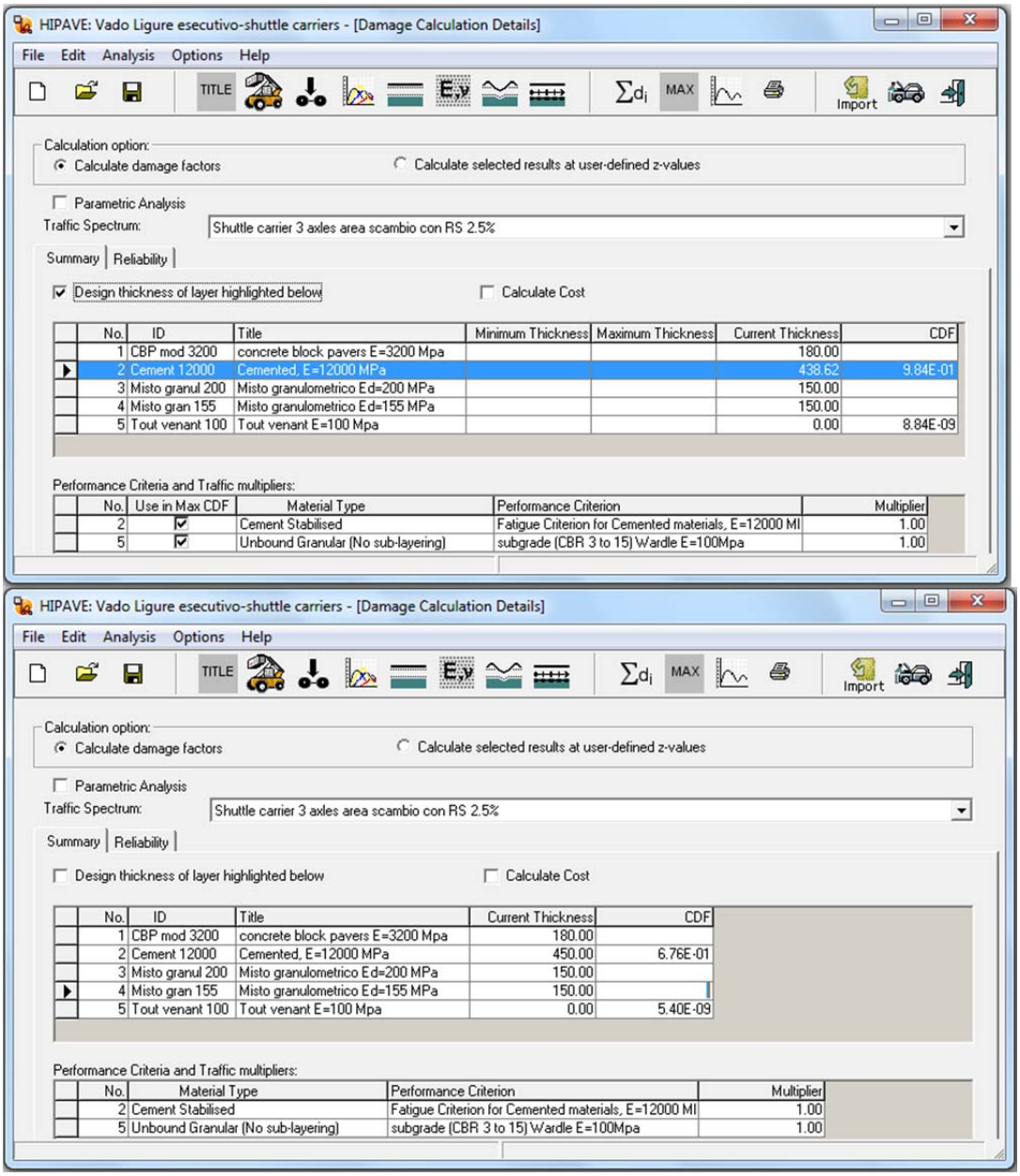


FIG. 2.18 - AREA DI SCAMBIO TRA GRID DI ACCESSO E AREA DI STOCCAGGIO (A, A') E CORRIDOIO H (FASE INIZIALE): DATI DI OUTPUT DEL MODELLO HIPAVE

2.5.5.2 Corsia lato petroli (area B)

La pavimentazione in quest'area è stata verificata con riferimento ai cicli di carico riportati nella Tab. 2.19 (via di collegamento tra grid, area B).

In particolare si è ipotizzato che il traffico in quest'area si distribuisca sulle due corsie, una per senso di marcia, per cui a ciascuna corsia è stato assegnato un numero di movimenti pario a 1.27E+07.

La tipologia di pacchetto di pavimentazione sottoposto a verifica è mostrata in Fig. 2.4; le condizioni di input per il modello sono riassunte nella seguente Fig. 2.19, mentre la Fig. 2.20 riporta i dati di output.

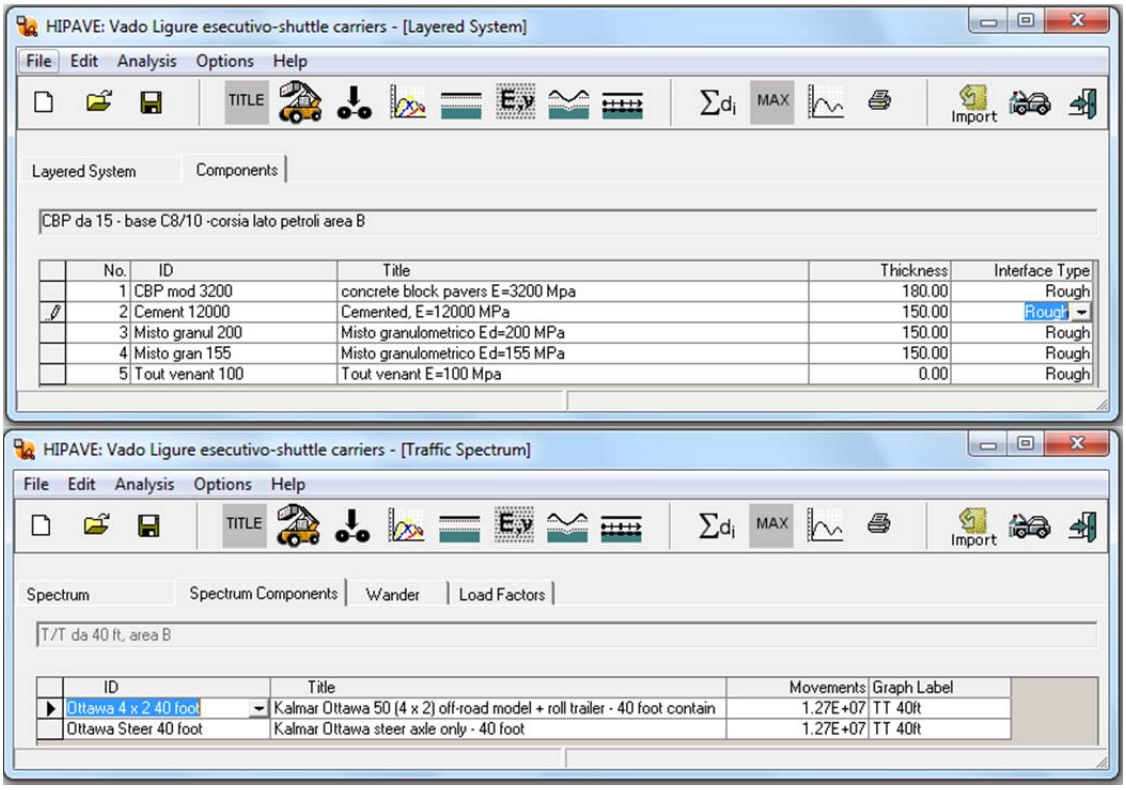


FIG. 2.19 - CORSIA LATO PETROLI (AREA B): DATI DI INPUT PER IL MODELLO HIPAVE

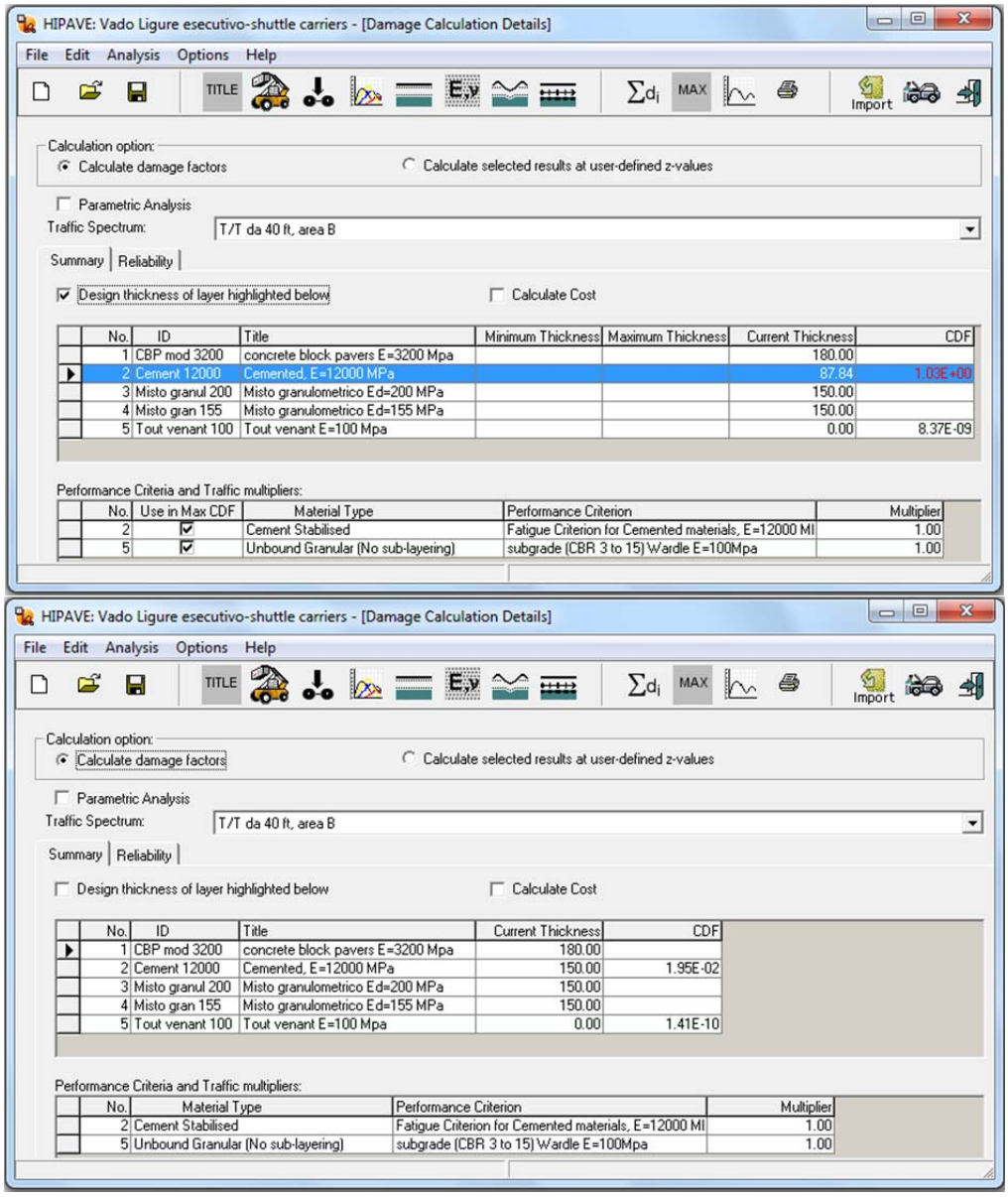


FIG. 2.20 - CORSIA LATO PETROLI (AREA B): DATI DI OUTPUT DEL MODELLO HIPAVE

Il riquadro superiore della figura mostra lo spessore minimo necessario per soddisfare il criterio CDF<1. Per esigenze costruttive tale spessore è stato portato a 15 cm, che soddisfa pienamente la verifica a fatica, come mostrato nel riquadro inferiore della Fig. 2.4.

2.5.5.3 Area di banchina (C e D)

Nell'area di banchina si possono individuare 2 zone soggette a traffico mezzi:

- le due corsie che corrono lungo i blocchi di stoccaggio e lungo le quali vengono trasportati i container da e verso le STS, o da un blocco di stoccaggio verso l'altro (area C in Fig. 2.15);
- le 2 corsie sotto le gru STS (area D in Fig. 2.15).

Le due aree sono state differenziate, in quanto l'area C poggia tutta su rilevato, mentre l'area D poggia sul cassone, quindi il sottofondo ha una maggiore rigidezza rispetto a quello dell'area C, e di conseguenza lo strato di base può essere ridotto rispetto a quest'ultimo.

Per ciò che riguarda i traffici da utilizzare per il dimensionamento della pavimentazione in banchina, si è ipotizzato che i traffici lungo le corsie C possano seguire un percorso circolare utilizzando anche quelle sotto le gru. Si sono fatte inoltre le seguenti ipotesi:

- i flussi di Shuttle Carriers sia nell'area C che nell'area D sono equamente ripartiti tra le 2 corsie;
- i flussi della Reach Stacker sono stati ripartiti a metà tra le corsie sotto le STS (area D) e le corsie dell'area C. Con riferimento a quest'ultima, tenuto conto dell'ingombro del mezzo, specie durante il trasporto di container da 40 piedi, si è ipotizzato che la Reach Stacker possa transitare agevolmente solo nella corsia più esterna, che risulta quindi quella più sollecitata (si veda la seguente Fig. 2.21). Nell'area D invece il flusso della reach stacker è stato ripartito tra le due corsie.

La tipologia di pavimentazione scelta per l'area C è stata applicata cautelativamente anche alla zona intermedia tra C e D.

<u>Area C</u>

La corsia più sollecitata da sottoporre a verifica per l'area C risulta quella più esterna, nella quale i movimenti di mezzi sono i seguenti:
Shuttle carriers: 1.20E+07
Reach Stacker: 6.33E+05

A tutti i mezzi che accedono a questa zona è stato applicato un fattore di incremento dinamico del carico per frenatura, pari al 50% per le Shuttle Carriers (e applicato ai primi 2 assi) e pari al 30% per la Reach Stacker (applicato all'asse anteriore).

Una sezione in corrispondenza della banchina è mostrata nella seguente Fig. 2.21, mentre la sezione del pacchetto previsto per quest'area è mostrato nella Fig. 2.22.

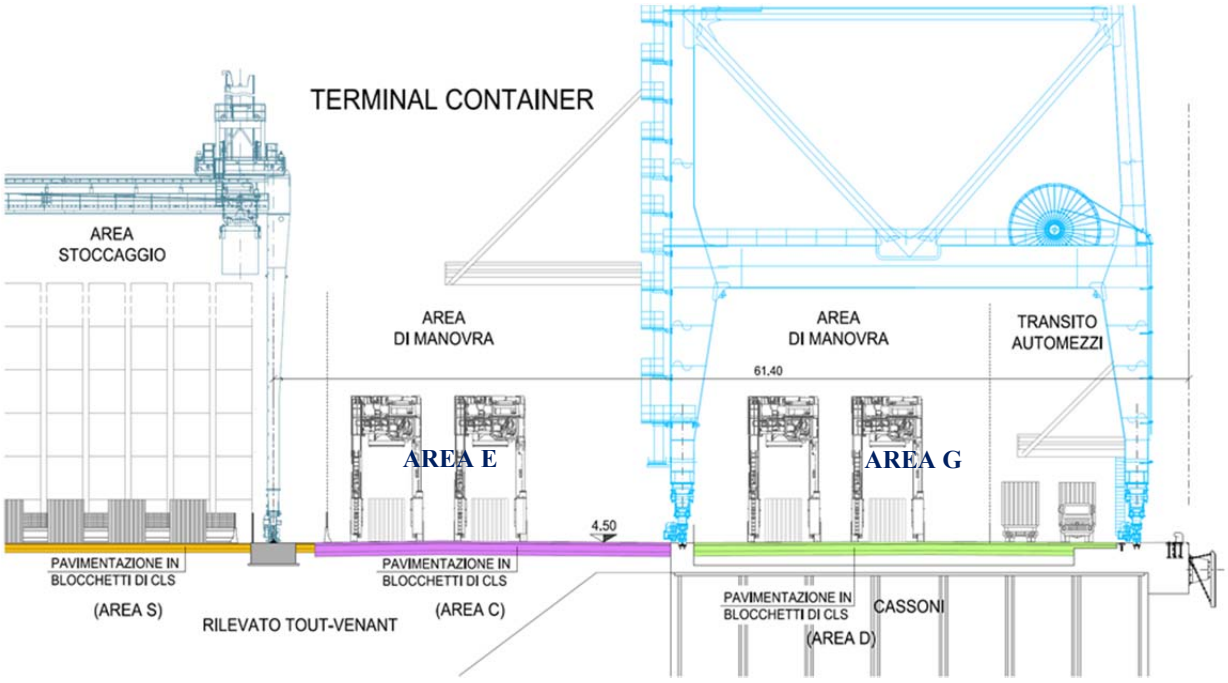


FIG. 2.21 - SEZIONE TIPO DELLA PIATTAFORMA IN CORRISPONDENZA DELL'AREA DI MANOVRA SOTTO LE STS (AREA G)

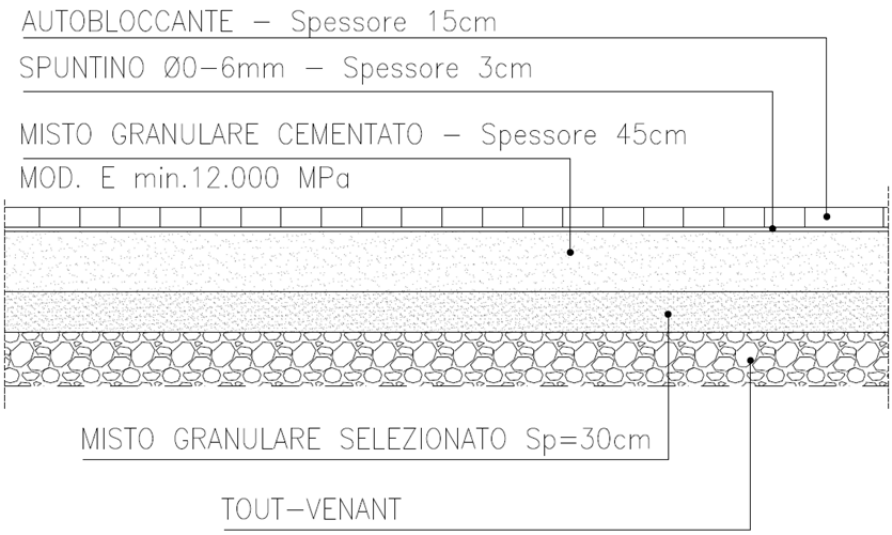


FIG. 2.22: PACCHETTO DI PAVIMENTAZIONE PREVISTO PER L'AREA C

La seguente Fig. 2.23 mostra i dati di input per la verifica con HIPAVE del pacchetto proposto, sotto i carichi definiti sopra.

La successiva Fig. 2.24 mostra l'output ottenuto. Si fa notare che lo spessore evidenziato nel riquadro superiore della figura è quello minimo risultato necessario per soddisfare il requisito CDF<1. Si è assunto quindi per il misto cementato uno spessore di 45 cm, che soddisfa pienamente la verifica a fatica.

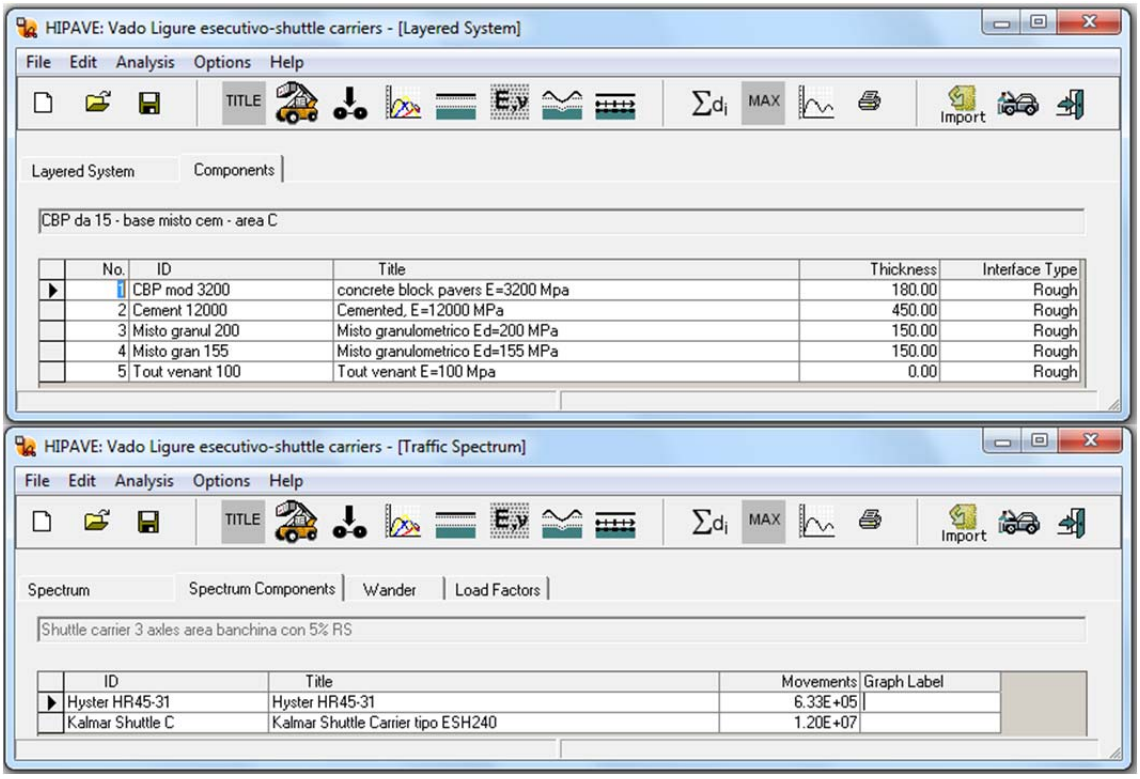


FIG. 2.23 - CORSIE AREA C: DATI DI INPUT PER IL MODELLO HIPAVE

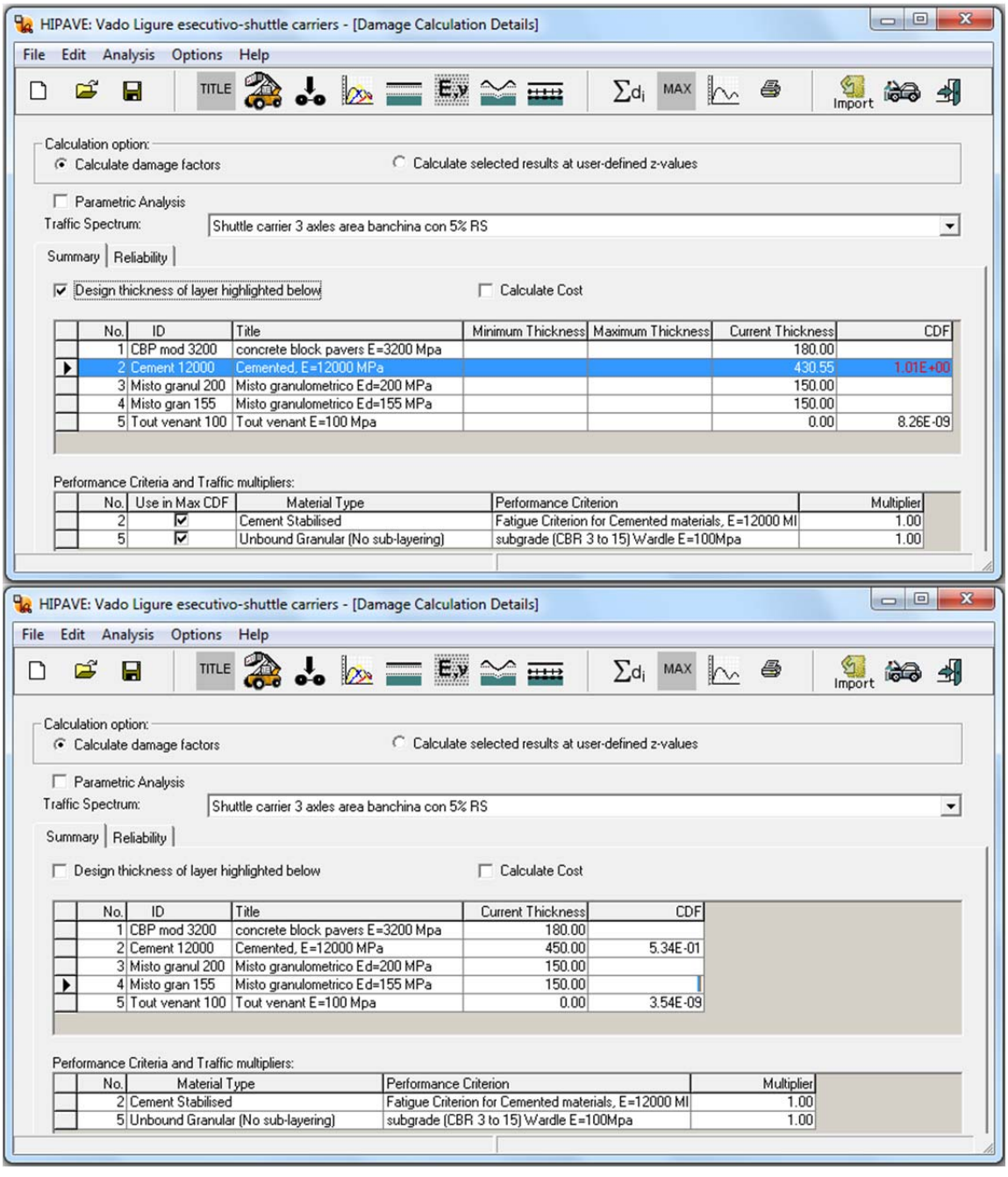


FIG. 2.24: CORSIA AREA C: DATI DI OUTPUT DEL MODELLO HIPAVE

Area D

Nell'area D tutti i flussi dei mezzi sono stati equamente ripartiti tra le 2 corsie, quindi i movimenti di mezzi sono i seguenti:
Shuttle carriers: 1.20E+07
Reach Stacker: 3.17E+05

A tutti i mezzi che si muovono in questa zona è stato applicato un fattore di incremento dinamico del carico per frenatura, pari al 50% per le Shuttle Carriers (e applicato ai primi 2 assi) e pari al 30% per la Reach Stacker (applicato all'asse anteriore).

Per la verifica della pavimentazione nell'area di banchina sotto le STS occorre tenere presente che a 1.5 m dall'estradosso della pavimentazione si trova la superficie del cassone, che costituisce quindi un irrigidimento dello strato di fondazione della pavimentazione. Il pacchetto è stato quindi alleggerito rispetto a quello dell'area C, come mostrato nella seguente Fig. 2.25.

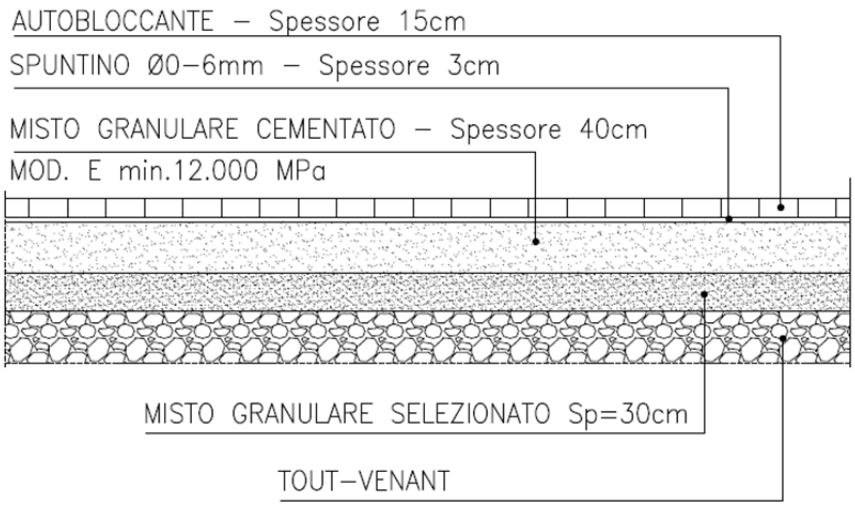


FIG. 2.25 - PACCHETTO DI PAVIMENTAZIONE PER L'AREA DI BANCHINA SOTTO LE GRU STS (AREA D)

I dati di input usati per le verifiche con modello sono riportate nella seguente Fig. 2.26, mentre quelli di output sono mostrati in Fig. 2.27. Si fa notare che lo spessore del misto cementato evidenziato nel riquadro superiore della Fig. 2.27 è quello minimo risultato necessario per soddisfare il requisito CDF<1. Si è assunto quindi uno spessore di 40 cm, che soddisfa pienamente la verifica a fatica.

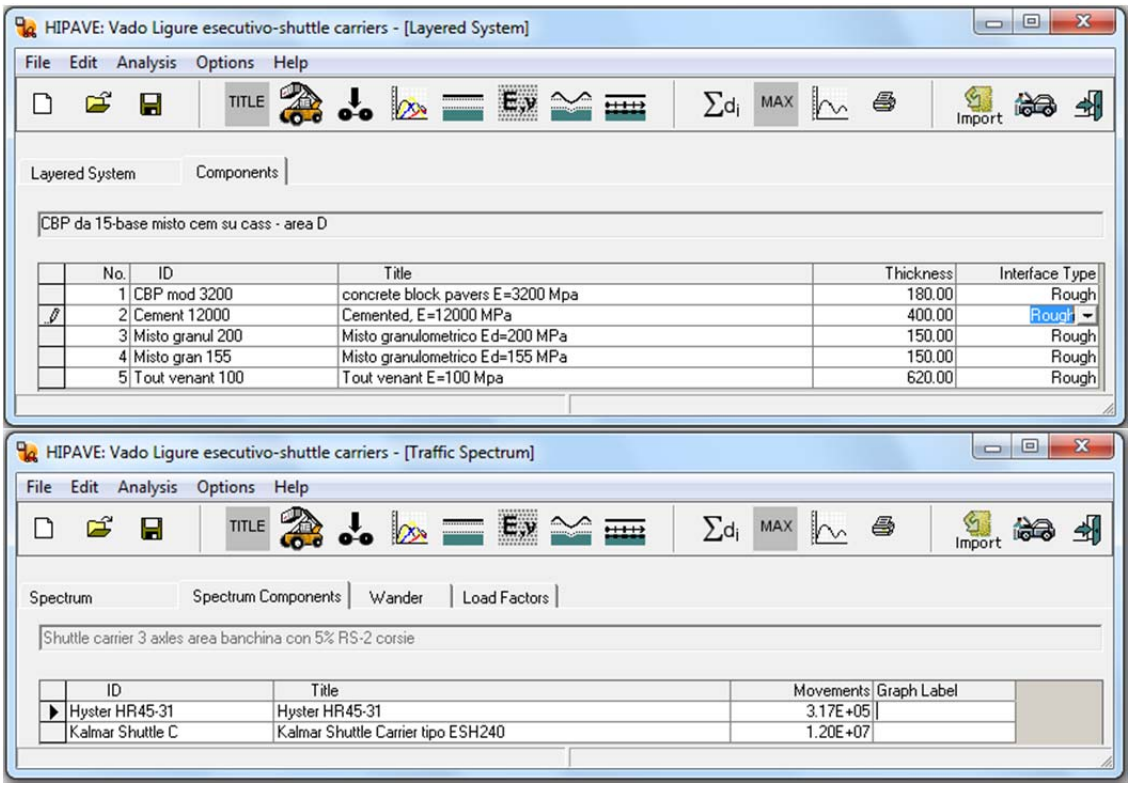


FIG. 2.26 - CORSIE AREA D: DATI DI INPUT PER IL MODELLO HIPAVE

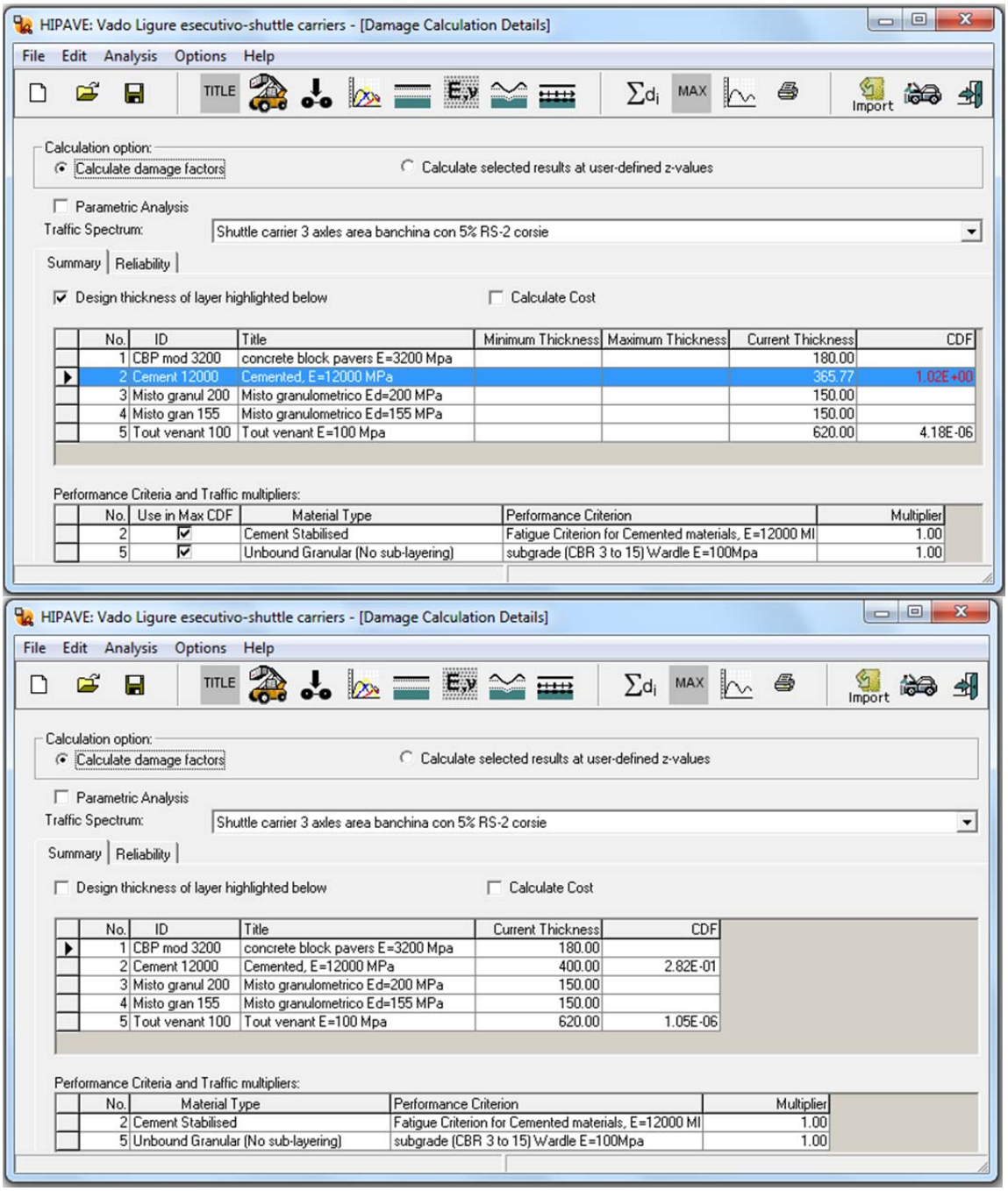


FIG. 2.27: CORSIE AREA D: DATI DI OUTPUT DEL MODELLO HIPAVE

2.5.5.1 Area di ingresso (area E ed E')

Attraverso l'area E passano tutti i mezzi in ingresso e uscita dal Terminal.
Il movimento di mezzi che avviene in quest'area è tale da consentire un flusso di 2.54E+07 mezzi in ingresso e d altrettanti in uscita, dei quali metà passa attraverso il grid per accedere all'area A e metà percorre le corsie dell'area B per raggiungere l'area A' dall'altra parte della piattaforma.

La condizione più gravosa per il dimensionamento di quest'area è data dal flusso di 2.54E+07 mezzi che si incanala verso le corsie B. Supponendo che esso si distribuisca su due corsie, una per senso di marcia, a ciascuna corsia vien assegnato un numero di movimenti pari a 1.27E+07, come riportato nella Tab. 2.19.

Anche il flusso di mezzi che si indirizza verso il grid si suppone cautelativamente che avvenga su due corsie, quindi anche qui a ciascuna corsia vien assegnato un numero di movimenti pari a 1.27E+07.
Inoltre si suppone che circa metà dei movimenti di reach stacker che avvengono all'interno dell'area A (e lo stesso vale per l'area A') coinvolga anche l'area di ingresso, quindi al flusso di mezzi sopra citato andrà sommato anche un numero di movimenti complessivo della Reach Stacker pari a 1.58E+05, da dividere su 2 corsie.

Quindi l'area di ingresso è stata dimensionata con riferimento ai seguenti movimenti per corsia:
Reach Stacker: 7.92E+04
Trucks/Tractor Trailers: 1.27E+07

La tipologia di pacchetto di pavimentazione sottoposto a verifica è mostrata in Fig. 2.28; le condizioni di input per il modello sono riassunte nella seguente Fig. 2.29, mentre la Fig. 2.30 riporta i dati di output.

Il riquadro superiore della Fig. 2.27 mostra lo spessore minimo di misto cementato necessario per soddisfare il criterio CDF<1. Tale spessore è stato arrotondato a 40 cm, che soddisfa pienamente la verifica a fatica, come mostrato nel riquadro inferiore della Fig. 2.30.

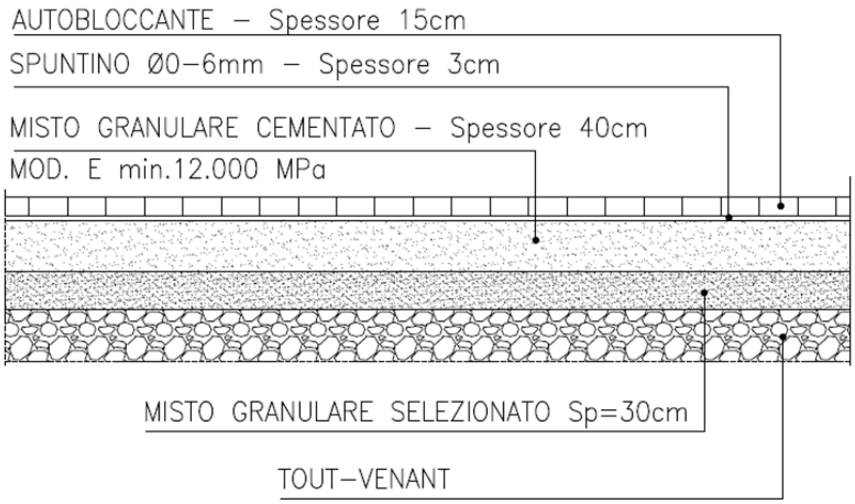


FIG. 2.28 - PACCHETTO DI PAVIMENTAZIONE PER L'AREA DI INGRESSO

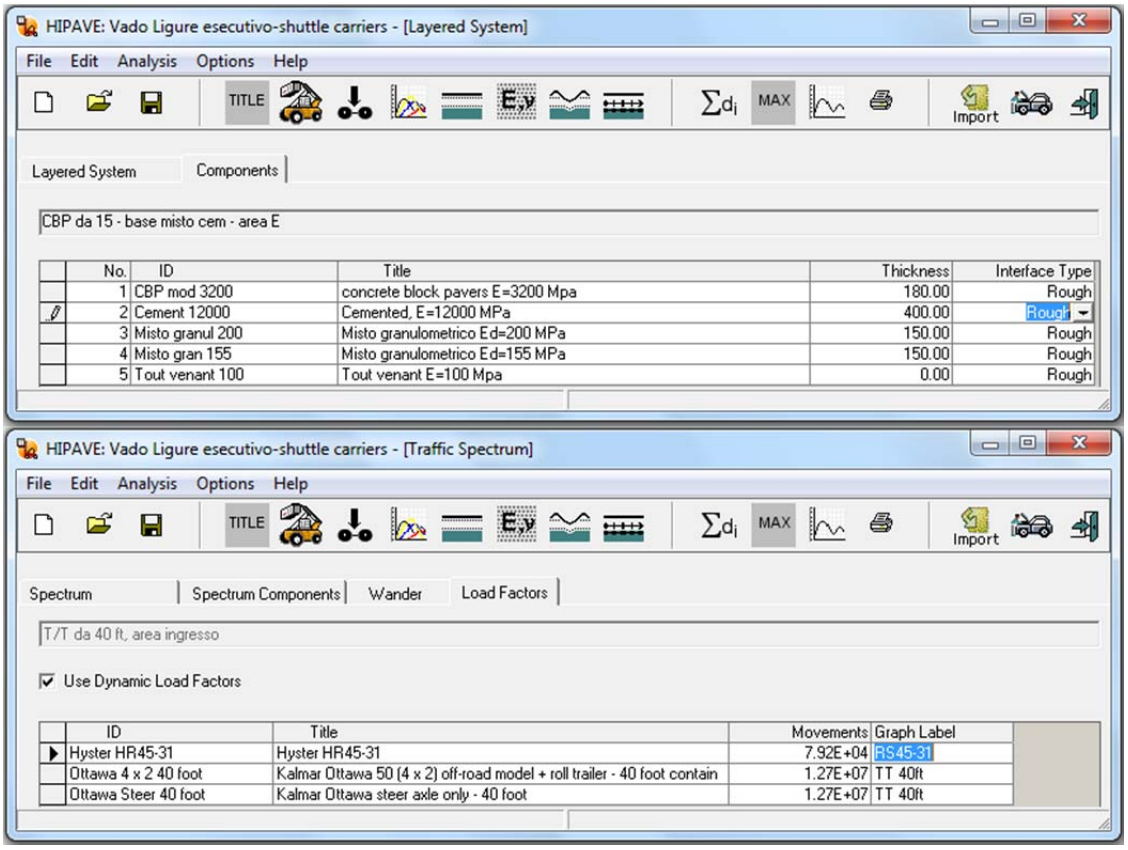


FIG. 2.29 - AREA DI INGRESSO (E, E'): DATI DI INPUT PER IL MODELLO HIPAVE

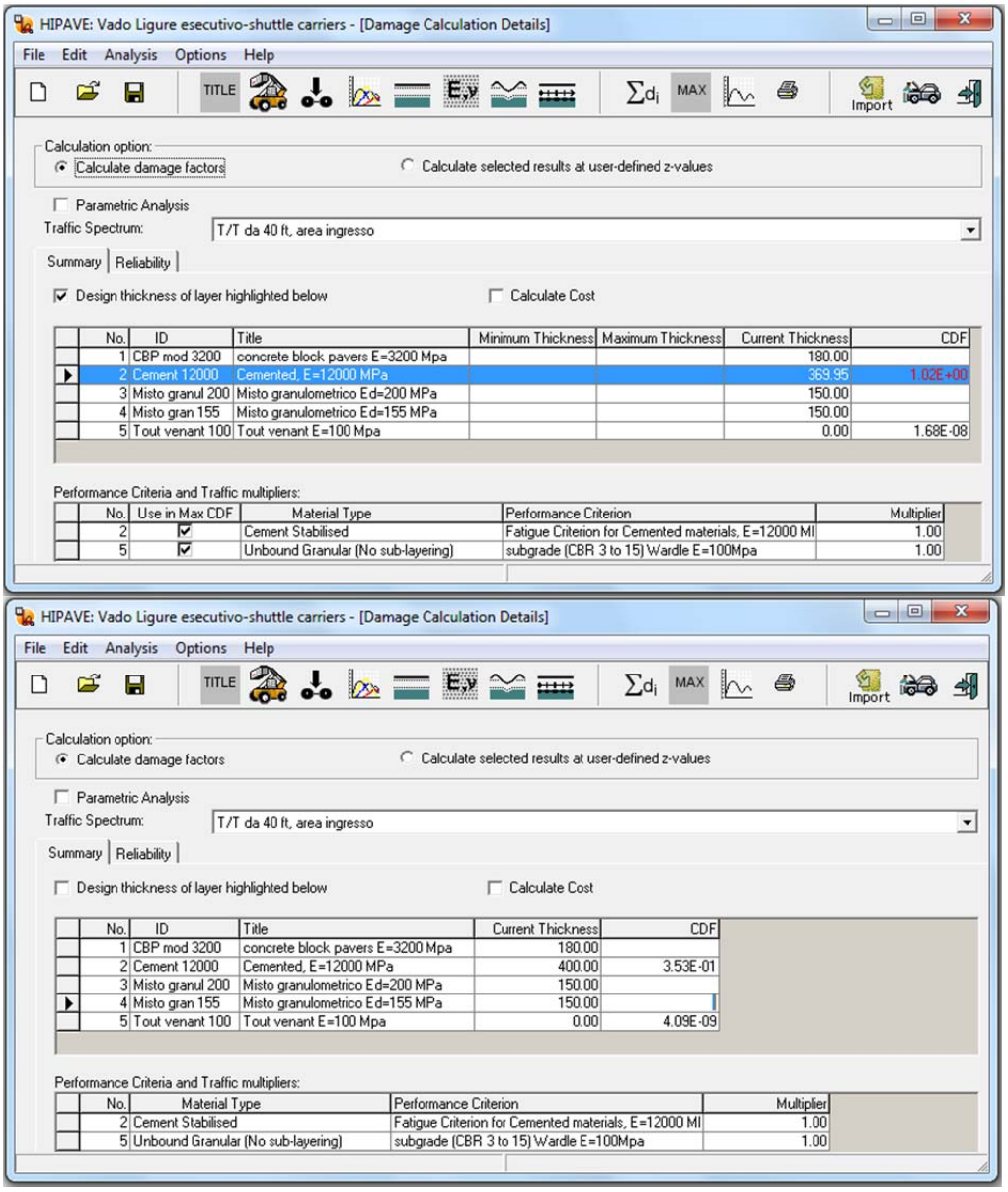


FIG. 2.30 - AREA DI INGRESSO (E, E'): DATI DI OUTPUT PER IL MODELLO HIPAVE

2.6. Verifiche a rottura

Nel presente capitolo saranno trattate tutte le analisi relative ad un solo ciclo di carico. Saranno effettuate sia analisi con i carichi dinamici provocati dal traffico (utilizzando quindi per i materiali i moduli di elasticità dinamici, che per i materiali non legati possono essere notevolmente superiori a quelli statici[*]) sia con i carichi statici presenti nella zona di stoccaggio container, in cui non è previsto alcun traffico di veicoli ma soltanto il carico dovuto al peso dei container stessi.

2.6.1. Analisi numeriche: codici di calcolo utilizzati

La modellazione numerica utilizzata per la modellazione della pavimentazione è stata di tipo diverso a seconda del tipo di analisi o dell'effetto che si intendeva indagare, ed anche al fine di controllare che, per una stessa condizione, i risultati ottenuti tramite modellazioni diverse fossero comunque confrontabili, e quindi accettabili.
Per quanto riguarda le analisi di tipo tensio-deformativo, sono stati utilizzati 3 software di calcolo:

- Plaxis 2D 2012, sviluppato da Plaxis bv, Delft, Netherlands
- Plaxis 3D 2011, sviluppato da Plaxis bv, Delft, Netherlands
- Ansys Structural 11, Ansys Inc.

Data la notevole complessità del fenomeno in oggetto, è stato infatti necessario eseguire sia analisi "semplificate", con un modello assialsimmetrico, soprattutto al fine di valutare l'entità dei fenomeni plastici legati alle non linearità dei materiali utilizzati (materiali granulari o misti cementati / calcestruzzi magri), sia analisi con modelli molto più complessi, in campo elastico e anche elasto-plastico, in modo da tener conto dell'effettivo comportamento locale degli elementi autobloccanti. Nel seguito saranno quindi presentati tali risultati.

[*] Ad esempio, è possibile correlare i valori del modulo di Young statico e dinamico tramite la relazione di Baum:
Ed = Es + 70 Mpa

La realizzazione del modello numerico ha riguardato innanzi tutto la scelta dei parametri, del legame costitutivo e dei materiali che andranno a comporlo; successivamente, una volta definita la stratigrafia in ognuno dei casi indagati, è stato possibile costruire, attraverso elementi tridimensionali o bi-dimensionali, la mesh da sottoporre ad analisi. Infine sono state imposte le condizioni di vincolo al contorno ed i carichi agenti.

2.6.2. Materiali e modello costitutivo impiegati

I materiali di seguito presi in esame potranno andare poi a costituire i pacchetti di pavimentazione nelle due zone del porto sopra citate, con le successioni e gli spessori di strati che saranno definiti puntualmente più avanti nelle rispettive sezioni. Essi sono: calcestruzzo per la realizzazione dei blocchi del massello, sabbia interblocco, sabbia di allettamento, misto cementato per lo strato di base, misto granulare per lo strato di fondazione (materiale granulare da cava oppure lo stesso materiale granulare utilizzato per il sottofondo, stabilizzato granulometricamente nello strato superiore).

Per il **sottofondo** nel progetto definitivo (da realizzare con il materiale "tout venant", descritto al paragrafo 2.2.3 si era deciso di adottare un indice di portanza CBR pari al 13%, il che conduceva ad un Modulo dinamico "E_d" pari a 130 Mpa e ad un modulo statico di 60 Mpa.
Prove di carico su piastra effettuate sull'area rilevato nel settembre 2012 (quota riempimento raggiunta: +2.0) hanno confermato una buona portanza del sottofondo (sarebbe possibile adottare per la condizione di post-compattazione un CBR = 15%), in ogni caso nelle analisi che seguiranno si adotteranno valori di 65 Mpa per il modulo statico mentre per il modulo dinamico si utilizzerà 130 Mpa.
A causa della sua posizione all'interno del pacchetto di pavimentazione, tale materiale si trova sempre in condizioni elastiche, ossia si trova sempre in compressione e con sollecitazioni di taglio accettabili (è stato controllato), pertanto esso sarà sempre introdotto all'interno delle analisi numeriche come materiale elastico lineare, caratterizzato dai moduli elastici sopra riportati e da un coefficiente di Poisson pari a 0.3.

Per il **materiale granulare** (nelle sezioni dove è presente), considerate le possibilità di controllo del fuso granulometrico e di compattazione meccanica dello strato si potrà adottare un modulo elastico maggiore rispetto al sottofondo. Nelle analisi che seguiranno si è assunto un modulo elastico statico pari a 90 Mpa e un modulo dinamico circa doppio di quello statico, (per semplicità in questo caso sarà trascurata la possibilità di utilizzare, come è stato fatto nelle analisi a fatica, l'incremento del modulo elastico per effetto dei carichi, ossia il metodo di sub-layering Barker-Brabston. Il materiale granulare, a seconda della sua posizione del modello, si potrà trovare in condizioni sia elastiche che di rottura: chiaramente, nelle analisi in campo elastico lineare potranno presentarsi all'interno dello strato granulare tensioni non realistiche: in particolare le trazioni, ove eccessive, sono state minimizzate sfruttando l'ortotropia, cioè incrementando il modulo elastico verticale e diminuendo o lasciando invariato il modulo elastico orizzontale (ciò è particolarmente realistico nelle analisi con carico dinamico in cui, dopo un certo numero di passaggi, realmente per effetto dei carichi il modulo verticale si incrementa).
Anche nelle analisi in campo elastico lineare comunque è stato controllato che le sollecitazioni di taglio riscontrate fossero compatibili con quelle ammissibili sulla base dell'angolo di attrito del materiale (si è adottato in particolare un angolo di attrito di 40° in assenza di coesione) e delle corrispondenti sollecitazioni di compressione.
Nelle analisi non lineari, invece, è stato adottato un dominio di rottura alla Mohr-Coulomb, sempre con un angolo di attrito di 40° e in assenza di coesione drenata e ovviamente di resistenza a trazione.

Per la **sabbia di interblocco e la sabbia di allettamento** si adotteranno gli stessi valori assunti nel progetto definitivo. Si fa presente che certamente, all'interno di tale materiale, i gradienti di tensione saranno elevatissimi e potranno in generale non essere compatibili con le resistenze della sabbia stessa. Tuttavia, visto il modulo elastico piuttosto ridotto di tale materiale rispetto a quelli circostanti e vista la scarsa estensione dello stesso in termini volumetrici, si assume che l'eventuale ridistribuzione di tensione dovuta alla locale rottura o plasticizzazione della sabbia non induca differenze significative sullo stato tensio-deformativo dell'intero modello. Di conseguenza la sabbia di allettamento e di interblocco sarà sempre modellata per semplicità in campo elastico-lineare.

Per i **blocchi CBP** in generale si adotta il modulo elastico suggerito dal produttore, cioè il modulo elastico del calcestruzzo di cui sono costituiti; in tutte le analisi non si prenderà in considerazione la possibilità di rottura locale del singolo blocchetto, condizione improbabile sia per analisi statiche che in condizioni di fatica; pertanto anche i blocchi CBP saranno visti in campo elastico lineare.

Per quanto riguarda il **materiale legato (misto cementato o calcestruzzo magro)**, ove presente, c'erano diverse possibilità:

- Utilizzare lo stesso materiale previsto nel progetto definitivo, con un modulo elastico statico di 180 Mpa e dinamico di 250 Mpa, di fatto corrispondente ad un materiale scadente ed estremamente fessurato, al più paragonabile ad un ottimo materiale granulare;
- Utilizzare un misto cementato del tipo solitamente impiegato nelle pavimentazioni stradali per elevati volumi di traffico, che presenta un modulo elastico dinamico di circa 2000 Mpa e un modulo statico di poco inferiore;
- Utilizzare un vero e proprio calcestruzzo magro, del tipo ad es. C8/10.

Tale materiale, ovviamente, vista la sua scarsa resistenza a trazione, per effetto dei carichi applicati presenterà sempre una certa fessurazione: andrà dunque controllato che il sistema non giunga a collasso per eccesso di deformazione con un sufficiente margine di sicurezza.

A tal proposito, per quanto riguarda il misto cementato utilizzato la scelta nella zona di stoccaggio è stata quella di far riferimento a capitolati tecnici; in particolare si ha (TAB. 2.20).

TAB. 2.20: RESISTENZE NELLO STRATO DI BASE IN MISTO CEMENTATO

Resistenze nello strato di base	
Tensione di trazione σ_t [MPa]	$\geq +0{,}25$
Tensione di compressione σ_c [MPa]	- 7,50

Per quanto invece riguarda il calcestruzzo magro per pavimentazioni, si fa riferimento a quanto già riportato al paragrafo 2.5.3.

In alcuni casi, sia nel corso delle analisi tridimensionali con il programma "Plaxis 3D", sia di quelle tridimensionali con il programma "Ansys", si è voluto indagare il comportamento dello strato in misto cementato o in calcestruzzo magro in fase fessurata: nel primo caso è stato utilizzato un modello di rottura sempre di tipo "Mohr Coulomb", modificandolo con l'assegnazione di volta in volta una coesione drenata (che rappresenti una realistica resistenza a taglio del materiale) e una resistenza a trazione monoassiale (che è stata desunta dalla resistenza media a trazione per flessione). Nel secondo caso invece il codice utilizzato è dotato di un modello costitutivo appositamente studiato per il calcestruzzo il quale, attraverso la definizione di tre o cinque parametri, costruisce nello spazio delle tensioni principali una superficie di snervamento ben testata dal confronto con i dati sperimentali (in particolare viene adottato il modello di Willam-Warnke).

Inoltre, in tale codice di calcolo il tipo di elemento solido utilizzato consente la modellazione di fessure nei punti di integrazione, introducendo un piano di "debolezza" in direzione perpendicolare alla superficie della fessura (viene cioè modificata la matrice di rigidezza nei suoi elementi ad indici diversi). Il comportamento del materiale in corrispondenza del piano della fessura infatti viene descritto attraverso la definizione di appositi coefficienti che abbattono il trasferimento del taglio tra i piani della fessura stessa, a seconda che essa sia "aperta" o "chiusa" (è possibile infatti che in una certa direzione il materiale, dopo essere stato fessurato in una fase di calcolo, cambi successivamente il suo stato di sollecitazione e si trovi, ad esempio, in compressione).
Chiaramente, mentre nel caso di un materiale normato, come il C8/10, è possibile definire i parametri di resistenza a compressione, a taglio e a trazione in modo univoco, nel caso di un misto cementato essi sono stati soltanto ipotizzati e dovranno essere confermati dalle previste prove da eseguire dopo il confezionamento.

TAB. 2.21 - PARAMETRI DEI MATERIALI INSERITI IN FASE DI MODELLAZIONE

	E_s [MPa]	E_d [MPa]	ν	γ [kN/m^3]
Masselli	28460	28460	0,3	25
Sabbia Interblocco	35	35	0,3	18
Sabbia Allettamento	35	35	0,3	18
Misto Cementato (Base)	Var.	Var.	0,25	23-24
Misto Granulare (Fondazione)	90	180	0,3	20
Terreno di sottofondazione	65	130	0,3	19

2.6.3. Generazione della mesh e condizioni di vincolo

Per la realizzazione di tutti i modelli (con l'esclusione di un solo caso trattato alla fine della relazione) si è fatto riferimento ad una porzione di pavimentazione in masselli autobloccanti di dimensioni circa 2m x 2m in pianta, con altezza pari alla somma degli spessori dei singoli strati costituenti il pacchetto, fino al raggiungimento di una determinata quota (-198 cm dal p.c. - profondità ritenuta generalmente adeguata affinché lo stato tensionale generato dai carichi esterni non sia più significativo).
Soltanto nell'analisi della zona di stoccaggio container, poiché la condizione di carico più gravosa prevede quattro piedini caricati (di quattro container adiacenti) a distanze di circa 50 cm tra loro, quindi con carichi complessivamente più elevati e più estesi rispetto a quelli statici, è stato necessario aumentare l'altezza del modello di 50 cm.
Ovviamente in questo caso è stata sfruttata la simmetria (sia nel piano X-X sia nel piano Y-Y) e quindi è stato preso in considerazione soltanto un quarto del modello, ottenendo così gli effetti dovuti ai piedini di 4 pile di container adiacenti, caricati con lo stesso carico. Tale condizione infatti potrebbe essere, per gli strati legati e anche per i sottofondi, peggiore di quella con un unico piedino caricato, anche se con un carico superiore.

Per quanto riguarda le analisi effettuate con il codice "Ansys" si è proceduto come qui di seguito riportato:

1) generazione tramite il programma di grafica vettoriale "AUTOCAD" di un modello bidimensionale che riproponesse in pianta le specifiche geometriche dei vari tipi di blocchetto, secondo la geometria di posa proposta dal produttore, e le piante delle impronte di carico;

2) importazione della grafica tramite un file di interscambio in formato ".igs" all'interno di "Ansys Structural Utility Menu" e, dopo l'estrusione del modello bidimensionale in modo da creare i volumi opportuni in base alla stratigrafia da ottenere, creazione della mesh di calcolo tramite una mappatura "manuale" dei volumi stessi in modo da ridurre il più possibile il numero di elementi (risultano circa 61000 elementi nel modello più pesante, per i carichi statici) e nel contempo ottenere elementi prismatici e non tetraedrici, per sfruttare la maggiore accuratezza dei risultati di tale tipologia di elementi all'interno del codice scelto.
3) implementazione all'interno del programma delle principali specifiche fisico-meccaniche dei materiali che si andranno poi ad impiegare;
4) apposizione lungo i bordi del dominio di un sistema di vincoli costituito da appoggi semplici lungo le superfici laterali e da cerniere sulla faccia inferiore: in questo modo si è simulato l'effetto di confinamento dovuto alla continuità della pavimentazione;
5) applicazione del sistema di carichi esterni secondo quanto riportato al paragrafo successivo.

Per brevità nel seguito, la tipologia di analisi sopra descritta sara' denominata "MODELLO TIPO A"

Per quanto riguarda invece le analisi tridimensionali eseguite con il codice "Plaxis", si è proceduto in modo simile ma con la differenza fondamentale di non procedere alla modellazione locale dei blocchi CBP: lo strato costituito dai blocchi CBP è stato realizzato tramite uno strato di spessore pari alla somma tra spessore dei blocchetti e della sabbia di allettamento di un materiale continuo, elastico lineare e isotropo, a cui è stato assegnato un coefficiente di Poisson pari a 0.15 e un modulo di Young opportuno, al fine di ottenere, a parità di stratigrafia e carichi, gli stessi risultati in termini di cedimento e di tensioni negli strati sottostanti rispetto all'analisi più raffinata ottenuta con il modello di tipo "A". Tale modulo, per quanto riguarda i blocchetti di altezza 15 cm, è risultato pari a 3200 MPa, mentre per i blocchetti da 8 cm previsti da Progetto Definitivo nella zona di stoccaggio container, si è ottenuto un modulo equivalente pari a 2000-2200 Mpa. Tali differenze sono probabilmente dovute al peggioramento dell'effetto di "interlocking"

(cioè di incastro, di "ingranamento" tra un blocchetto e quelli ad esso adiacenti) a causa dell'altezza ridotta.
Si fa presente che i moduli ottenuti con tali analisi comparative ed adottati nei modelli sono inferiore a quelli consigliato dal manuale INTERPAVE (4000 Mpa) e quindi si tratta di valori conservativi.

I punti dal n° 3 al n° 6 riferiti per il modello tipo "A" sono poi identici rispetto alla modellazione ottenuta con "Plaxis 3D".

Per brevità nel seguito, la tipologia di analisi sopra descritta sara' denominata "MODELLO TIPO B"

L'ultima modellazione effettuata, la più semplice, è stata invece ottenuta con il codice di calcolo "PLAXIS 2D", semplificando il modello ad un problema assialsimmetrico (si rinuncia in partenza, in questo caso, all'applicazione dei carichi orizzontali), ed applicando i carichi di competenza ad un radiante rispetto alla geometria tridimensionale con il carico centrato: si ipotizza in questo caso quindi che il carico venga applicato su un'area circolare equivalente rispetto a quella effettiva.
I punti dal n° 3 al n° 6 riferiti per il modello tipo "A" sono poi identici rispetto alla modellazione ottenuta con "Plaxis 2D".
Per brevità nel seguito, la tipologia di analisi sopra descritta sarà denominata "MODELLO TIPO C"

2.6.4. Condizioni di carico esaminate

Sono state prese in considerazione tre condizioni di carico: due di queste fanno riferimento alle aree carrabili presenti sulla banchina e la terza è relativa all'area destinata allo stoccaggio dei container.

La prima condizione di carico sarebbe quella relativa ad un mezzo pesante italiano (Ruota gemellare di tipo B da D.M. 14/01/2008), ma per quanto riguarda le analisi che seguono, si tratta di carichi in generale molto meno gravosi rispetto al carico di un mu-

letto porta container ("reach stacker" nella denominazione anglosassone) che presenta, comunque, una frequenza di passaggi elevata (come già spiegato al §2.5.4.2, era richiesto che il 14% dei movimenti fosse affidato alle reach staker). Di conseguenza, per il momento, tale prima condizione di carico non è stata indagata ed è stata focalizzata l'attenzione sulle altre due condizioni, una la più gravosa in condizioni dinamiche e di fatica, l'altra la più gravosa in condizioni statiche.

Più in particolare, si sono considerati il carico trasmesso sulla pavimentazione da una ruota fittizia che consente di simulare l'azione esercitata da un muletto porta container e quello trasmesso dallo zoccolo d'angolo del container inferiore di una pila di 6 container (come già accennato al paragrafo precedente, in realtà la condizione di carico è costituita da 4 zoccoli d'angolo circoscritti ad un rettangolo avente lati pari alle distanze tra le pile di container (0.457 m longitudinali e 0.465 m trasversali - tratte da Design Criteria APM terminals - elab. VADAPMTCIV-CP-RP-001-6.5.1 dell'aprile 2012).

Per brevità le condizioni di carico sopra menzionate saranno denominate nel seguito di TIPO "1" (reach staker) e di TIPO "2" (stoccaggio container). Una descrizione dettagliata di tali carichi è riportata nel seguito.

2.6.4.1 Ruota fittizia di un muletto porta container

Questi veicoli sono in grado di trasportare carichi ingenti trasferendo sollecitazioni altrettanto intense alla pavimentazione; nelle analisi successive si è perciò cercato di simulare l'azione esercitata da una loro ruota sulla superficie del massello in autobloccanti.

Riferendosi al manuale "Heavy Duty Pavements" pubblicato da Interpave UK nel dicembre del 2007[1], è stato possibile ottenere un'impronta di carico e una pressione media uniforme in grado di rappresentare tale situazione.

[1] Si tratta quarta edizione della pubblicazione redatta in merito dalla British Ports Association:
1) Prima edizione pubblicata dalla British Ports Association nel 1984
2) Seconda edizione pubblicata dalla British Ports Federation nel 1986
3) Terza edizione pubblicata dalla British Precast Concrete Federation nel 1996

Si è dovuto, innanzi tutto, definire l'entità di carico usuale per un container da 40 ft. Dal manuale inglese si può ricavare che il carico critico, nel caso in cui siano movimentati solo container da 40 ft, si può assumere di 22 t. Considerando ora un porta container con un peso a vuoto di 69,84 t, si ottiene un carico complessivo di 91,84 t, ripartito, rispettivamente, in 73,66 t sull'asse anteriore e 18,18 su quello posteriore. Il veicolo è dotato di due ruote a ciascuna estremità dell'asse frontale, la distanza tra le quali è pari a 660 mm. La distanza dai centri di ciascuna delle due coppie di ruote gemellate è invece di 2540 mm. Da ciò si può desumere il carico statico applicato a ciascuna ruota anteriore, pari a:

$N_{ruota} = 73,66 \text{ t} / 4 = 18,415 \text{ t}.$

Sulla base di questa sollecitazione è possibile individuare un'impronta di carico fittizia della ruota sulla superficie del massello, accogliendo il suggerimento offerto dal manuale di una pressione massima esercitata dalle ruote di questi veicoli pari a 1,7 MPa (in realtà la pressione sarà inferiore e pari a circa 1 MPa, perché si prevede per questo caso di utilizzare sempre mezzi con ruote pneumatiche). Ipotizzando infine un rapporto tra i lati del rettangolo d'impronta pari a 1,45 si giunge alle dimensioni B x H di **27 cm x 40 cm**.

Se sono presenti due o più ruote sufficientemente vicine, come nel caso in questione, lo sforzo sotto ciascuna ruota è incrementato di una certa quantità dovuta alla prossimità con le altre. Il problema della vicinanza tra ruote è trattato nel manuale redatto da Interpave UK e si basa sul coefficiente di capacità portante del terreno di sottofondo. Il carico trasmesso dalla ruota alla pavimentazione è modificato in base alla Tab. 2.22.

TAB. 2.22 - FATTORE DI PROSSIMITÀ D

Wheel Spacing (mm)	Proximity factor for effective depth to base of:		
	1000mm	2000mm	3000mm
300	1.82	1.95	1.98
600	1.47	1.82	1.91
900	1.19	1.65	1.82
1200	1.02	1.47	1.71
1800	1.00	1.19	1.47
2400	1.00	1.02	1.27
3600	1.00	1.00	1.02
4800	1.00	1.00	1.00

La tabella mostra come il "fattore di prossimità D" dipenda dalla spaziatura tra le ruote e dalla "profondità efficace" del pacchetto. Quest'ultima grandezza può essere approssimata dalla seguente formula e rappresenta la profondità teorica a partire dalla quale dovrebbe iniziare lo strato di sottofondo:

$$Effective\ Depth = 300 \cdot \sqrt[3]{\frac{35000}{CBR \cdot 10}} \qquad \text{(CBR del sottofondo in \%)} \qquad (5.1)$$

Nota la profondità efficace e la spaziatura tra le ruote è possibile ricavare il fattore di prossimità corrispondente.

Nel caso in esame, assumendo cautelativamente un CBR del sottofondo pari a 10%, come nel progetto definitivo, la profondità efficace risulta essere pari a 2114 mm; date le spaziature tra le ruote, rispettivamente di 660 mm, 2540 mm e 3200 mm, si ottengono i relativi fattori di prossimità D, riportati in Tab. 2.23.

TAB. 2.23 - FATTORI DI PROSSIMITÀ NEL CASO IN ESAME

Spaziatura ruote [mm]	Fattore di prossimità
660	1,828
2540	1,019
3200	1,007

La pressione verticale subirà quindi un incremento dovuto alla vicinanza con le altre ruote dato da:

$p'_S = p_S \cdot (1 + 0.828 + 0{,}019 + 0{,}007) = 3{,}15$ MPa

Il carico distribuito verticale statico dovrà poi essere modificato per poter tener conto degli effetti dinamici dovuti ad eventuali fasi di frenata e/o sterzata del mezzo. Si evidenzia come molte delle considerazioni qui effettuate, al fine di semplificare il problema, siano in realtà piuttosto conservative (ad es la pressione delle ruote, il CBR molto basso e quindi elevati fattori di prossimità).

2.6.4.2 Zoccolo d'angolo del container inferiore di una pila

L'ultimo caso analizzato è stato quello del carico gravitazionale trasmesso dallo zoccolo d'angolo del container inferiore di una pila. Il peso massimo di un container da 40 ft a pieno carico può essere assunto pari a 30 t (come anche dichiarato sulle normative ROM spagnole e sul già citato manuale inglese "Heavy Duty Pavements") distribuito sulla superficie del piedino d'angolo di lati 16.2 cm x 17.8 cm.
Nell'area stoccaggio, come già descritto, è prevista la collocazione di pile di max 6 container, e i piedini delle pile adiacenti sono a distanza ravvicinata.
Anche per questo motivo, sarebbe troppo cautelativo in condizioni di esercizio considerare tutti e 6 i container di tutte e quattro le pile adiacenti (6 x 4 = 24 container da 40 piedi) riempiti con il loro massimo carico trasportabile: è stata quindi applicata una ri-

duzione ai carichi in misura del 40%, come consentito anche dal manuale "Heavy Duty Pavements", specifico per i carichi portuali (tab. 18).
Quindi si ottiene:

$$carico\,su\,un\,piedino = \frac{6 \cdot (Carico1container) * 0.6}{4} = \frac{6 \cdot 300 \cdot 0.6}{4} = 270\,kN$$

Tale carico andrà assegnato come una pressione su un'area delle dimensioni del piedino d'angolo, ottenendo quindi una pressione verticale pari a 9360 kN.
Come già illustrato, al fine di ottenere la risposta per la condizione di carico con i quattro piedini adiacenti caricati, è stata sfruttata la simmetria in entrambe le direzioni X-X e Y-Y, modellando quindi di fatto un quarto della geometria.
In questa circostanza, essendo il carico di tipo statico, non è necessario apporre modifiche a tale valore, che pertanto sarà impiegato direttamente nel modello.

2.6.4.3 Effetti dinamici legati a manovre dei mezzi

Gli effetti dinamici indotti dalle sterzate, dalle accelerazioni, dalle frenate e dall'irregolarità della superficie della pavimentazione possono essere rappresentati da un coefficiente amplificativo del carico statico f_d. I valori di f_d si possono ritrovare in tabella 6, estrapolata dal manuale inglese "Heavy Duty Pavements".

Sulla base di queste considerazioni, i carichi statici ottenuti precedentemente, prima di essere introdotti nel modello, subiscono un incremento; il valore finale delle azioni verticali nei casi sopra esposti è presentato in Tab. 2.24.

In particolare si è supposto una manovra di sterzata contemporanea ad una frenatura per la ruota del muletto porta container (+ 40% e + 30 % rispettivamente).

TAB. 2.24 - FATTORI DI CARICO DINAMICO (FD). I CARICHI STATICI SONO INCREMENTATI DELLE PERCENTUALI RIPORTATE A SECONDA DELLE CONDIZIONI ESAMINATE

Condition	Plant Type	fd
Braking	Reach Stacker/Front Lift Truck Straddle Carrier Side Lift Truck Tractor and Trailer Rubber Tyred Gantry Crane (RTG)*	±30% ±50% ±20% ±10% ±10%
Cornering	Reach Stacker/Front Lift Truck Straddle Carrier Side Lift Truck Tractor and Trailer Rubber Tyred Gantry Crane (RTG)*	40% 60% 30% 30% zero
Acceleration	Reach Stacker/Front Lift Truck Straddle Carrier Side Lift Truck Tractor and Trailer Rubber Tyred Gantry Crane (RTG)*	10% 10% 10% 10% ±5%
Uneven Surface	Reach Stacker/Front Lift Truck Straddle Carrier Side Lift Truck Tractor and Trailer Rubber Tyred Gantry Crane (RTG)*	20% 20% 20% 20% ±10%

TAB. 2.25 - PRESSIONI VERTICALI DA INTRODURRE NEL MODELLO NUMERICO

Condizione di carico	Pressione verticale [kPa]
Ruota del muletto porta container	5400
Piedino d'angolo del container	9300

Oltre all'incremento di carico verticale, nel modello numerico sono state inoltre inserite le azioni di frenatura mediante una pressione orizzontale uniformemente distribuita sull'impronta di carico. Il valore di quest'ultima è calcolato a partire dalla pressione verticale moltiplicata per il coefficiente d'attrito gomma-calcestruzzo (dei masselli) assunto pari a f = 0,6. I valori di queste azioni orizzontali sono presentati nella tabella seguente.

TAB. 2.26 - PRESSIONI ORIZZONTALI DA INTRODURRE NEL MODELLO NUMERICO

Condizione di carico	Pressione orizzontale [kN/cm^2]
Ruota del muletto porta container	0,32

Infine è stata schematizzata anche l'azione di sterzata in base a quanto segue: ipotizzando che la ruota del muletto induca una sollecitazione torcente sull'impronta di carico posta sulla superficie della pavimentazione, le tensioni tangenziali τ saranno massime ai bordi di quest'ultima, e, in particolare, in prossimità della mezzeria del lato più lungo (H = 40 cm).

Imponendo che le τ possano al massimo essere pari alla pressione limite orizzontale sopra definita, si può ottenere, attraverso la formula

$$\tau = \frac{M_t}{W_t} \quad , \quad (5.2)$$

il valore del momento torcente M_t = 2214 kN·cm.

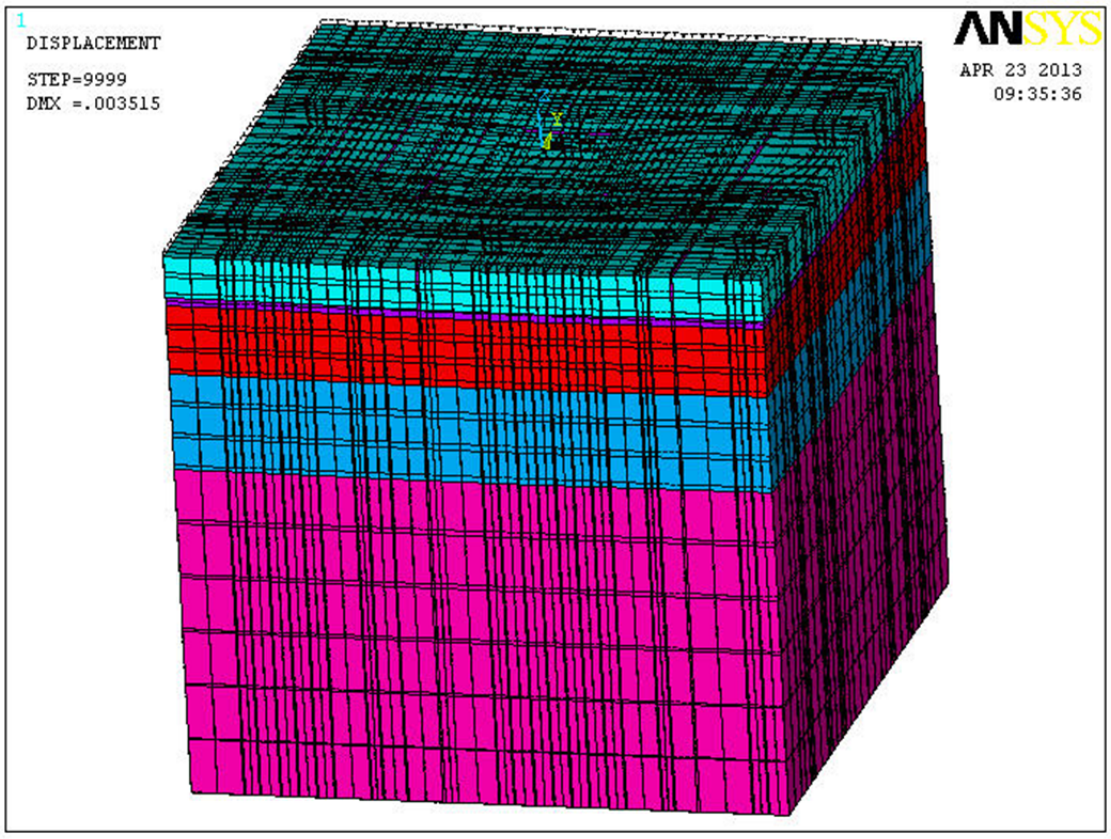
Ritenendo tale momento definito a partire da una coppia di forze applicate ai due lati corti dell'area di carico, è possibile determinare l'intensità di tali forze:

F = 2214 kN·cm / 40 cm = 55 kN

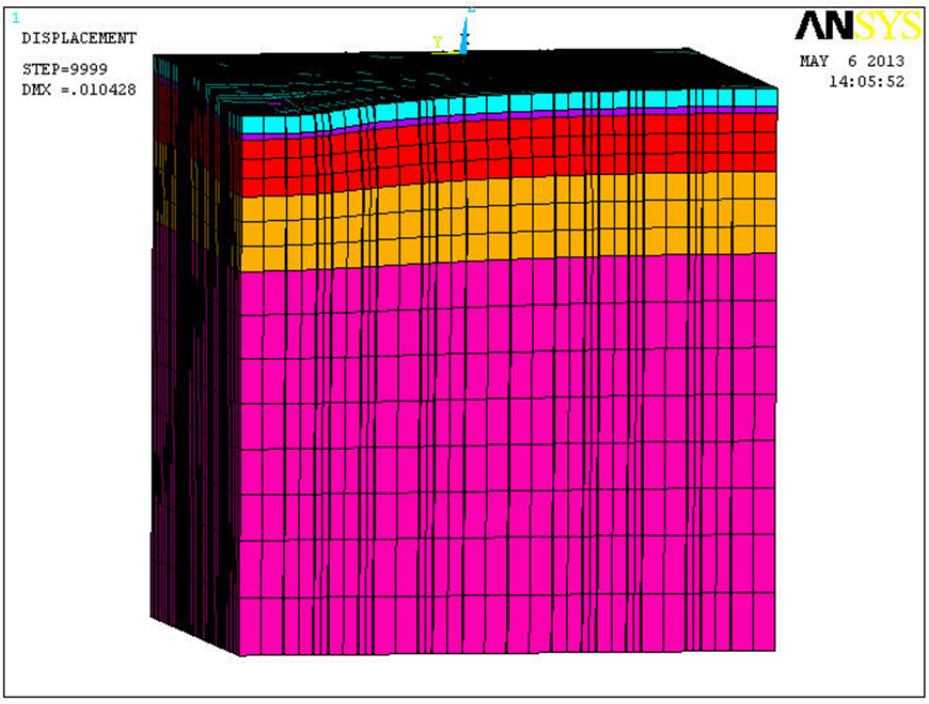
2.6.5. Presentazione dei modelli numerici analizzati

Nelle figure seguenti sono rappresentati i vari modelli numerici esaminati per la zona del porto posta su rilevato, in funzione della tipologia di carico applicato.

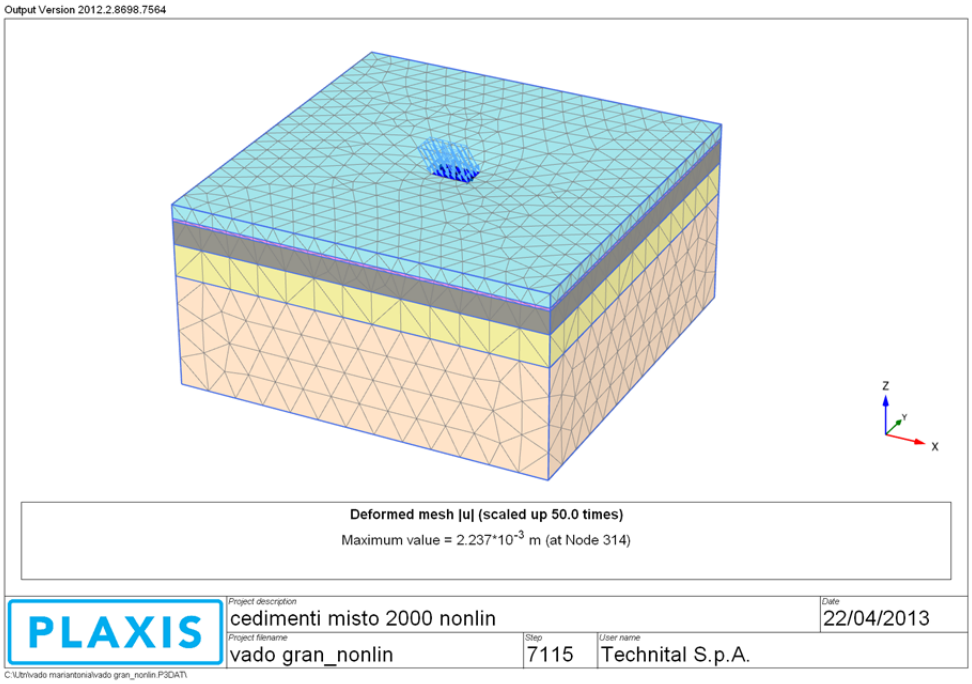
Modello TIPO "A", condiz. Carico "1"


1
DISPLACEMENT
STEP=9999
DMX =.003515
ANSYS
APR 23 2013
09:35:36

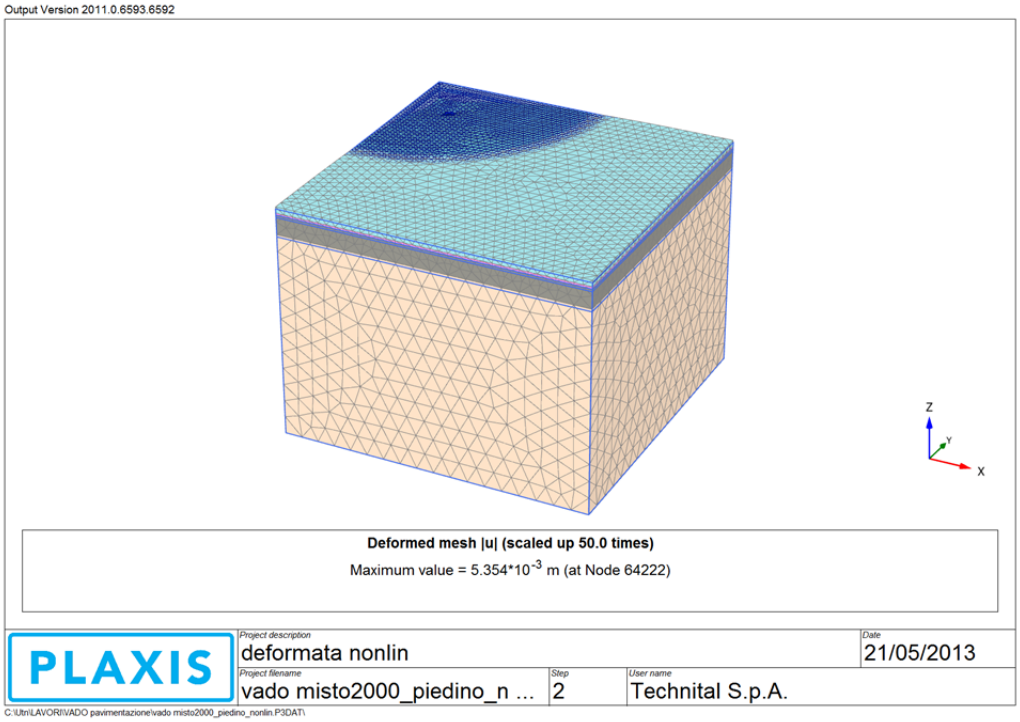
Modello TIPO "A", condiz. Carico "2"



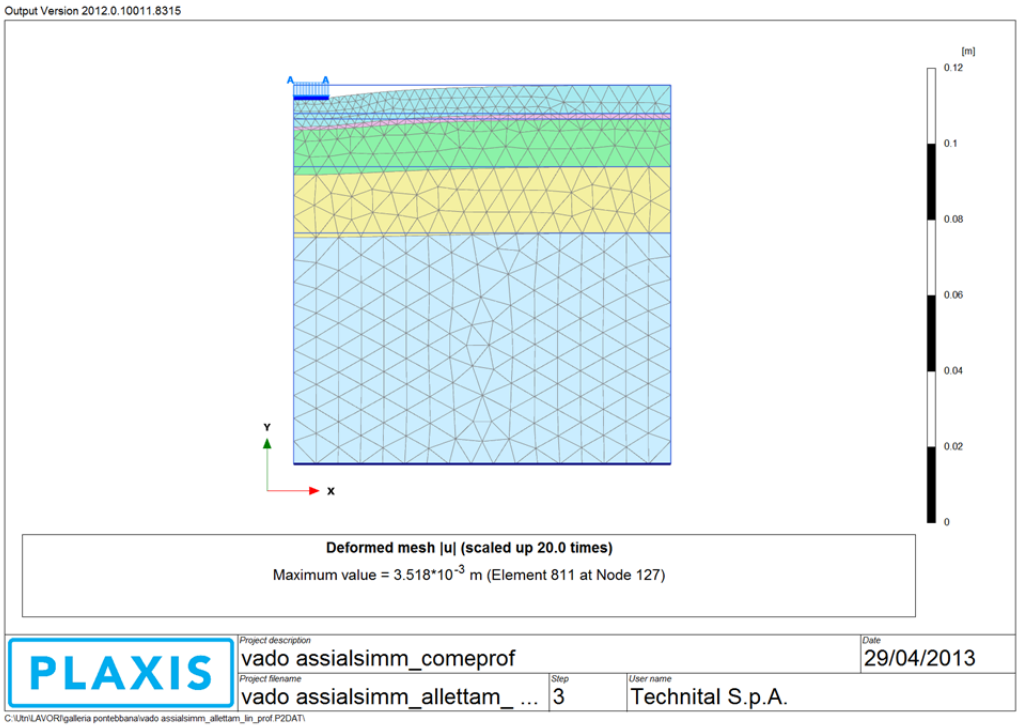
Modello tipo "B", condizione di carico "1"



Modello tipo "B", condizione di carico "2"



Modello tipo "C", condizione di carico "1"



Il modello tipo "C" con condizione di carico "2" non è stato indagato in quanto si sono ritenute eccessivamente semplificative le condizioni di assialsimmetria applicate alla geometria con i 4 carichi concentrati dovuti ai piedini dei containers.
Per quanto riguarda le stratigrafie adottate, nel presente studio sono state effettuate numerose prove con materiali e/o spessori diversi in modo da poter poi comparare i risultati e quindi individuare la soluzione con il migliore rapporto prestazioni/costi.
Una sintesi delle stratigrafie indagate e dei materiali utilizzati è riportata nella tabella riassuntiva al paragrafo seguente.

2.6.6. Cedimenti ammissibili

Nelle aree di traffico è da ritenersi accettabile un cedimento differenziale elastico inferiore a 4 mm, come del resto già previsto nel progetto definitivo, compatibile con il transito dei mezzi; nell'area di stoccaggio container sarà invece possibile accettare un cedimento superiore, dal momento che non è previsto il passaggio di mezzi gommati.

Il massimo cedimento ammissibile calcolato nell'area di stoccaggio non potrà, in condizioni di esercizio, superare i 12.5 mm (che corrispondono all'altezza dei piedini dei containers standard) in quanto ciò ovviamente comporterebbe l'appoggio sulla pavimentazione di parte della base e delle pareti del container inferiore della pila, condizione non accettabile, in generale, per le caratteristiche strutturali di tali elementi.

Nei calcoli di seguito presentati si considereranno comunque non accettabili tutte quelle analisi che presenteranno cedimenti superiori al centimetro. Infatti, qui non sono state messe in conto le tolleranze in fase di posa dei blocchetti. Inoltre si fa presente che per quanto riguarda i carichi, il controllo sui cedimenti ammissibili viene fatto nelle condizioni di esercizio e non nelle condizioni ultime di collasso della pavimentazione (come riportato anche nel manuale INTERPAVE al § 8.9,si tratta di carichi da utilizzare direttamente nel calcolo, senza ulteriori amplificazioni).

Per quanto riguarda il cedimento differenziale a lungo termine dell'intera area container su rilevato, è stato calcolato che esso potrebbe arrivare fino a max 20 cm, ma la defor-

mata presenta una forma favorevole ai fini dell'appoggio dei containers perché la curvatura è ovviamente verso l'alto, e non è quindi necessario considerare ulteriori margini. Per ulteriori dettagli si veda la relazione geotecnica di calcolo elaborato n° MI010P-PE-G-G-R-1207.

2.6.7. Risultati delle analisi

Nel seguito saranno presentati i risultati, ottenuti dalle analisi numeriche, relativi a diverse configurazioni di carico e composizione del pacchetto di pavimentazione. Alla luce dei risultati che saranno presentati, è stata possibile operare una scelta, a seconda delle condizioni di carico, dei pacchetti di pavimentazione che come tipologie di materiali e spessori presentano il migliore rapporto performance/costi.
In particolare, alcune delle analisi effettuate hanno condotto a risultati non accettabili: si è scelto di inserire comunque alcune di queste nel presente rapporto in modo da rendere più chiare le motivazioni alla base della scelta delle tipologie di pacchetti.

Per ciascuna delle analisi effettuate, sarà innanzitutto presentata una deformata dello strato superficiale della pavimentazione (massello in elementi autobloccanti) e, in sequenza, il contour delle tensioni principali presenti nello strato di base.

In termini di performance strutturali, nelle pavimentazioni pesantemente sollecitate potrebbero presentarsi soluzioni non accettabili, oltre che per l'eccesso di cedimento come già illustrato al paragrafo precedente, anche per un'eccessiva compressione verticale degli strati di fondazione e sottofondazione o per l'eccessiva trazione orizzontale nello strato di base, se legato con cemento.

Per pavimentazioni con base costituita da materiale granulare, l'effettivo parametro di progetto è legato alla compressibilità degli strati di fondazione, mentre, nel caso di una base in materiale legato, il vero vincolo di progetto è la tensione di trazione presente in questo strato. Deformazioni superficiali dell'ordine di 50÷75 mm sono normalmente presenti al collasso.

Da quanto detto, si può capire come il soddisfacimento dei requisiti prestazionali negli strati legati possa essere verificato confrontando tra loro le tensioni principali che si instaurano nello strato di base e quelle di compressione e trazione ammissibili proprie del materiale impiegato.

Nella tabella seguente sarà presentata una sintesi dei risultati, ottenuti dalle analisi numeriche, relativi a diverse configurazioni di carico e composizione del pacchetto di pavimentazione. Nella tabella sono riassunti i principali dati di input e i risultati ottenuti. In particolare il colore "rosso" nella colonna di osservazioni indica la non accettabilità dell'analisi effettuata oppure del pacchetto studiato, e sono specificati i motivi di criticità individuati. Si evidenzia che l'accettabilità di tali analisi nella zona riservata al traffico dei mezzi non è sufficiente a garantire la verifica del pacchetto dal punto di vista strutturale: infatti risultano sempre più vincolanti i calcoli a fatica.

Successivamente, in forma di allegato di calcolo, per ciascuna delle analisi effettuate sarà presentata una deformata dello strato superficiale della pavimentazione (massello in elementi autobloccanti), uno o più contour delle tensioni principali presenti negli strati di fondazione e, in caso di analisi non lineari, un plottaggio dei punti di integrazione degli elementi in condizioni plastiche, al fine di valutare in prima battuta l'entità delle escursioni in campo plastico dei materiali (per alcune condizioni di carico sarà poi necessario valutare il carico di collasso in modo da avere una ragionevole stima del coefficiente di sicurezza a collasso della pavimentazione scelta)

ANALISI TIPO A (CON MODELLAZIONE CBP) * il cedimento da solo pp, a seconda della rigidezza degli strati, va da 0.35 a 0.55 mm (0.65 mm

n° progr	nome file.db	C. carico	spessor e CBP	spess bound/ modulo E	spess unbound/ modulo E	ced max	base: sigma1 max	sotto-fondazione	sigma3 min	OSSERVAZIONI
1	vado11.db	1	15 cm	25 cm 250 Mpa	35 cm 140 Mpa	3.516 mm (senza pp)	0.134 Mpa nel misto c.	Tout Venant 130 Mpa	-0.5 Mpa (extrad gran)	modulo misto cementato molto
2	vado12.db	1	15 cm	0	60 cm 140 Mpa	3.918 mm (senza pp)	no trazioni nel gran	Tout Venant 130 Mpa	-0.9 Mpa (estrad granul)	
3	vado14.db	2 simm x-x	15 cm	0	48 cm 90 Mpa	9.411 mm	0.08 Mpa nel gran	Tout Venant 60 Mpa	-0.9 Mpa (estrad granul)	
4	vado15.db	2 simm x-x	15 cm	0	48 cm 90 Mpa ortotr	9.533 mm	no trazioni nel gran	Tout Venant 60 Mpa	-0.9 Mpa (estrad granul)	
5	vado16ort o.db	2 simm x-x / y-y	7.5 cm	0	48 cm 90 Mpa ortotr	1.25 mm (senza pp)	no trazioni nel gran	Tout Venant 60 Mpa	-0.9 Mpa (estrad granul)	Cedimento eccessivo
6	vado17.db	2 simm x-x / y-y	7.5 cm	25 cm 250 Mpa	35 cm 70 Mpa	10.104 mm (senza pp)	0.641 Mpa nel misto c.	Tout Venant 60 Mpa	-0.7 (estrad granul)	misto fessurato e cedimento elevato
7	vado18.db	2 simm x-x / y-y	7.5 cm	38 cm 180 Mpa	43 cm 70 Mpa	10.00 mm (senza pp)	0.363 Mpa nel misto c.	Tout Venant 60 Mpa	-0.5 Mpa estrad gran	misto fessurato e cedimento elevato
8	vado19.db	2 simm x-x / y-y	7.5 cm	38 cm 180 Mpa	0	10.04 mm (senza pp)	0.438 Mpa nel misto c.	Tout Venant 60 Mpa	-0.55 Mpa estrad gran	misto fessurato e cedimento elevato
9	vado20.db	2 simm x-x / y-y	7.5 cm	38 cm 1800 Mpa	0	7.00 mm (con pp*)	2.7 Mpa nel misto c.	Tout Venant 65 Mpa	-0.35 Mpa estrad gran	ECCESSIVE TRAZIONI NEL MISTO
10	vado25NL.db	2 simm x-x / y-y	7.5 cm	25 cm 2000 Mpa NONLIN	Tout Venant 65 Mpa	7.33 mm (senza pp)	Trazioni <= resistenza	Tout Venant 65 Mpa	-0.35 Mpa estrad gran	misto cementato fessurato

(*): 50 cm aggiuntivi nel modello, per contenere il bulbo delle pressioni

ANALISI TIPO B (SENZA MODELLAZIONE CBP)

n° progr	nome file.p3d	carichi	spessor e CBP	spess bound/ modulo E	spess unbound/ modulo E	ced max (senza pp)	base: sigma1 max		sigma3 min	OSSERVAZIONI
1	vado comepr.p3	1 vert + orizz	15 cm 3200 Mpa	25 cm 250 Mpa	35 cm 140 Mpa	3.4 mm (senza pp)	0.133 Mpa nel misto c.		-0.28Mpa (extrad tout venant)	MODULO MISTO CEM MOLTO BASSO
2	vado gran nonlin.p3d	1 vert + orizz	15 cm 3200 Mpa	25 cm 2000 Mpa	35 cm 140 Mpa NONLIN (MC)	2.4 mm (senza pp)	1 Mpa nel misto c.		-0.6Mpa (extrad gran)	Misto fessurato
3	vado misto2000	2 simm x-x / y-y	7.5 cm 3200 Mpa	25 cm 2000 Mpa	tutto tout venant 65 Mpa	6.32 (senza pp)				Misto fessurato
4	vado misto2000	2 simm x-x / y-y	7.5 cm 3200 Mpa	25 cm - 2000 Mpa NONLIN (MC)	tutto tout venant 65 Mpa	6.53 (senza pp)				TROPPE TRAZIONI NEL MISTO (SI
5	vado misto2000	2 simm x-x / y-y	7.5 cm 3200 Mpa	-	tutto tout venant 65 Mpa	10.51 (senza pp)				Cedimento eccessivo

ANALISI TIPO C (ASSIALSIMMETRIA)

n° progr	ome file.p2	carichi	spessor e CBP	spess bound/ modulo E	spess unbound/ modulo E	ced max (senza pp)	base: sigma1 max		sigma3 min	OSSERVAZIONI
1	vado assials	1	15 cm 3200 Mpa	25 cm 250 Mpa	35 cm 140 Mpa	3.51 mm (senza pp)	razioni (basse) nel granulare		n r	MODULO MISTO CEME BASSO / trazioni
2	vado assials	1	15 cm 3200 Mpa	0	60 cm 140 Mpa	3.92 mm (senza pp)	razioni (basse) nel granulare		n r	trazioni nel gran
2	vado assials	1	15 cm 3200 Mpa	0	60 cm 140 Mpa nonlin	4.56 mm (senza pp)			n r	ok

2.6.7.1 Analisi di tipo A

Tra le analisi di **tipo A**, la **numero 1 (c. carico 1 - lineare elastica)** presenta lo stesso pacchetto di materiali e gli stessi risultati ottenuti nella relazione di calcolo sulle pavimentazioni del progetto definitivo. L'unica scelta critica riguarda il tipo di misto cementato utilizzato: è pur vero che, dopo un certo numero di anni, il materiale si degrada sia per cause meccaniche sia chimiche, termiche, ecc, e che quindi potrà presentarsi non più integro ma in un generico stato fessurato, ma il modulo elastico dinamico di 250 Mpa (e di conseguenza quello statico di 180 Mpa), seppur accettabile all'interno di un progetto definitivo, appare sin troppo cautelativo alla luce della quantità di cemento prevista e della possibilità di controllo del fuso granulometrico dell'aggregato. Appaiono più realistici valori di modulo elastico intorno a 2000 – 3000 Mpa, valori peraltro correntemente adottati nella progettazione delle pavimentazioni stradali per traffico pesante.
In ogni caso tale pacchetto, con un cedimento differenziale in esercizio pari a 3.5 mm, sarebbe ancora accettabile dal punto di vista tensio-deformativo (come già detto, in questo capitolo non viene tratta nessuna conclusione sul comportamento a fatica, trattato nel paragrafo precedente). E' da evidenziare, però, che si è trovata sull'estradosso del materiale granulare una compressione piuttosto elevata (500 kPa), originata proprio dalla scarsa rigidezza dello strato legato che non ha potuto portare ad una efficiente ripartizione del carico.

L'analisi **tipo A n° 2 (c. carico 1 -lineare elastica)** è stata ottenuta con l'ipotesi di utilizzare soltanto materiali granulari, evitando di eseguire una base in misto cementato. In pratica nel modello si sono sostituiti al posto dei 25 cm di materiale legato dell'analisi precedente, 25 cm di materiale granulare di buona qualità: consultando le deformazioni massime si può vedere che l'aumento del cedimento è stato dell' 11% soltanto**.** Quindi anche tale pacchetto è accettabile dal punto di vista deformativo; però le tensioni sull'estradosso del materiale granulare si giudicano eccessive (900 kPa) La scelta quindi di non utilizzare materiali legati a cemento per formare uno strato di base, vista la buona qualità dei sottofondi potrebbe essere giustificata dal punto di vista dei cedimenti (il cedimento differenziale risultante è inferiore a quello considerato ammissibile), ma conduce a pressioni elevate sul materiale granulare e a sforzi deviatorici al limite del

collasso per taglio dello strato di materiale granulare immediatamente al di sotto della sabbia di allettamento.

Le analisi **tipo A n. 3 e 4 (c. carico 2 - lineari elastiche)** sono l'una l'affinamento dell'altra: è stato verificato un pacchetto con CBP di altezza 15 cm (come nella zona di traffico) e, al di sotto di questi, 48 cm di materiale granulare di buona qualità o Tout Venant compattato. Poiché nel modello n° 3 risultavano delle trazioni di 80 kPa nel granulare, si è scelto di assegnare a tale materiale condizioni di ortotropia: il modulo elastico orizzontale (in entrambe le direzioni X e Y) è stato quindi dimezzato. Tale scelta in realtà è più di un artificio numerico: infatti in una certa misura è reale il fatto che, per la modalità con cui agisce la compattazione meccanica, il modulo che maggiormente beneficia di tale operazione è quello appunto verticale; inoltre, è stato dimostrato in letteratura (24: Alex Adu-Osei, Research Report ICAR 502-3) che tale artificio, che permette in qualche modo di espletare tramite analisi lineari ciò che altrimenti richiederebbe una modellazione elasto-plastica, conduce a risultati realistici e, se contenuto entro limiti accettabili, cautelativi. Il pacchetto di pavimentazione verificato risulta accettabile dal punto di vista deformativo (il cedimento è di poco inferiore al cedimento ammissibile) ma, come per le analisi precedenti, si sono riscontrate compressioni eccessive sul materiale granulare (900 kPa) e soprattutto, per questo motivo, criticità nei confronti della rottura per taglio del materiale stesso sempre nei primi centimetri di spessore al di sotto della sabbia di allettamento.

L'analisi **tipo A n° 5 (c. carico 2 - lineare)** è simile alla n° 4 precedente: l'unica differenza è costituita dal fatto che l'altezza dei blocchetti CBP è stata ridotta a 7.5 cm (ricordando che nel progetto definitivo in area container erano previsti Block Pavers di altezza 8 cm): come si vede dai risultati, il pacchetto non è sufficientemente rigido e quindi non è verificato, e in particolare si rilevano cedimenti superiori alla tolleranza accettata ed anche lo sforzo di taglio al di sotto della sabbia di allettamento è eccessivo

Le analisi **tipo A dalla n° 6 alla n° 8 (c. carico 2 - lineari elastiche)** prevedono, al di sotto dei blocchetti CBP di altezza 7.5 cm, uno strato in materiale legato con un modulo molto basso, simile o uguale a quello adottato nel progetto definitivo che presuppone

quindi il materiale legato a cemento in uno stato completamente fessurato, sovrastante direttamente lo strato di tout venant: nel primo caso lo spessore dello strato legato era di 25 cm, negli altri due casi lo spessore era maggiore e pari a 38 cm. In tutti e tre le analisi sono stati rilevati cedimenti eccessivi e quindi i relativi pacchetti non sono accettabili dal punto di vista strutturale.

L'analisi **tipo A n° 9 (c. carico 2 - lineare elastica)** è simile alla n° 8 ma al misto cementato è stato assegnato un più realistico modulo statico di 1800 Mpa. L'analisi di per sé non è accettabile perché le trazioni riscontrate all'intradosso di tale materiale (che assume un deciso comportamento "a piastra"), sono superiori alle sue ipotizzabili resistenze. Però, il ridotto cedimento riscontrato e la buona ripartizione dei carichi ottenuta (e quindi l'assenza di criticità a capacità portante nello strato granulare) ha suggerito di proseguire su questa strada affinando il calcolo.

L'analisi **tipo A n° 10 (c. carico 2 - non lineare elasto-plastica)** è infatti simile alla n° 9 ma lo strato di misto cementato è stato innanzitutto ridotto a 25 cm operando una ottimizzazione rispetto al progetto definitivo in cui tale strato era previsto di altezza 35 cm nella zona di stoccaggio container), presenta un realistico modulo elastico statico di 2000 Mpa e un modello di rottura elasto-plastico alla Willam-Warke, tipico dei calcestruzzi (in realtà si tratta di una superficie di rottura di forma simile a quella di Mohr Coulomb, ma con in più una limitata resistenza a trazione monoassiale e con il funzionamento parziale a taglio delle fessure aperte e chiuse, con differenti percentuali). Ovviamente, tale superficie di rottura è stata opportunamente ridimensionata sulla base delle resistenze ipotizzabili per un tale materiale che non è un calcestruzzo strutturale (come già detto, tali proprietà dovranno essere poi confermate con le opportune prove post-confezionamento).
In particolare è stato qui assunto:

- Modulo elastico non fessurato: 2000 Mpa
- Coefficiente di Poisson: 0.2
- Peso proprio: 24 kN/m^3
- Resistenza media a trazione monoassiale: 500 kPa

- Resistenza media a compressione idrostatica: $2\ 10^{10}$ kPa (in pratica si è scelto di non indagare questa possibilità di rottura del materiale)
- Percentuale di resistenza a taglio fessura aperta: 20%
- Percentuale di resistenza a taglio fessura chiusa: 50%

In merito alla scelta di non introdurre nella modellazione numerica la rottura a compressione (crushing) del misto cementato, si fa presente che in ogni caso è stato controllato che la compressione massima risultante sull'estradosso di questo materiale non superasse la sua resistenza (si tratta comunque di una prassi spesso utilizzata nel corso di analisi non lineari di questo tipo, in quanto riduce i tempi di calcolo e aumenta le probabilità di convergenza dell'analisi stessa).

Infatti in esercizio si ha la seguente situazione:
Sforzo di compressione $\sigma_{c,d}$= 4 Mpa
Resistenza a compressione $\sigma_{c,res}$= 7.5 Mpa

La performance di questo pacchetto, in termini di cedimenti, è stata decisamente buona: si è riscontrato, nei confronti della corrispondente analisi lineare, un aumento dei cedimenti molto limitato (cedimento max = 7.33 mm). Anche nei confronti del collasso per incremento di carico, si è riscontrato che il misto cementato utilizzato, pur fessurandosi in maniera quasi completa all'interno del volume significativo inserito nel modello, non presenta cedimenti eccessivi (con un carico doppio di quello considerato, che induce una compressione che provoca il crushing dell'estradosso del misto cementato. si ha un cedimento poco più che doppio rispetto a quello di progetto, e sullo strato di granulare sottostante non vengono indotte eccessive tensioni di taglio).

A collasso quindi si ha la seguente situazione:
Sforzo di compressione $\sigma_{c,d}$= 7.5 Mpa
Resistenza a collasso Q_{coll}= 1.9 $Q_{, esercizio}$

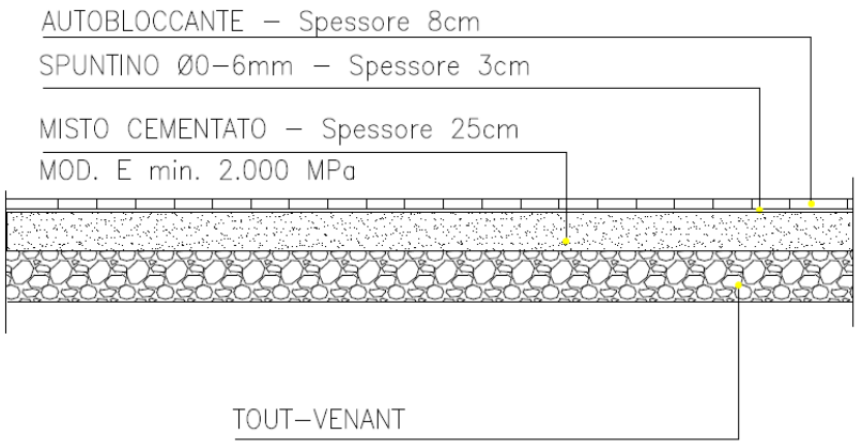
Andando a confrontare il carico di esercizio con il carico ultimo di progetto, ossia il carico del piedino di 6 container pieni al 100% (si ricorda che per l'analisi dei cedimenti è stata invece operata la riduzione del 40%), si ha che:

$$carico\ ultimo\ su\ un\ piedino = \frac{6 \cdot (Carico\ 1 container)}{4} = \frac{6 \cdot 300}{4} = 450\ kN$$

(carico ultimo = 1.67 volte il carico di esercizio)

mentre la resistenza a collasso risultante dall'analisi numerica è pari a circa 540 kN, con un coefficiente di sicurezza nei confronti del collasso di 1.14.

Quindi tale pavimentazione, pur comportando una diffusa fessurazione nell'intorno dei quattro piedini caricati, è certamente accettabile dal punto di vista strutturale e si riscontra il cedimento minimo tra le varie analisi accettabili. **Di conseguenza nella progettazione la scelta è stata per questo tipo di materiali. Il pacchetto verificato e proposto è quindi il seguente:**



2.6.7.2 Analisi di tipo B

Tra le analisi di **tipo B, n° 1 (c. carico 1 - elastica lineare)** presenta lo stesso pacchetto di materiali e all'incirca gli stessi risultati ottenuti nel progetto definitivo, a patto di utilizzare per la modellazione dello strato in CBP di altezza 15 cm un modulo elastico equivalente pari a 3200 Mpa. Il pacchetto è comunque accettabile dal punto di vista tensio-deformativo.

L'analisi **tipo B, n° 2 (c. carico 1 - elasto-plastica)** è identica alla precedente ma il modulo dinamico del misto cementato è assunto pari a 2000 Mpa e il materiale sottostante è stato introdotto con caratteristiche non lineari secondo il modello di rottura alla Mohr-Coulomb. Per tale materiale sono stati ipotizzati i seguenti parametri:
E = 140 Mpa
ϕ' = 40°
c' = 0
Essendo però lo strato di base elastico lineare, la trazione ivi riscontrata non è accettabile in quanto superiore alla resistenza ipotizzabile per tale materiale: in realtà lo strato in misto cementato presenterà una limitata fessurazione comunque accettabile, e i cedimenti saranno comunque inferiori rispetto a quelli dell'analisi n° 1. Quindi anche questo pacchetto è accettabile dal punto di vista tensio-deformativo.

L'analisi **tipo B, n° 3 (c. carico 2 - elastica lineare)** ha riguardato un pacchetto composto da CBP di altezza 8 cm (sempre con la relativa sabbia di allettamento), sotto cui è stato previsto lo strato in materiale legato (misto cementato elastico lineare con modulo 2000 Mpa) e quindi il sottofondo in tout venant: il cedimento massimo è stato di circa 6.32 mm. Sono chiaramente presenti delle trazioni non realistiche nello strato di misto cementato, che quindi in realtà si troverà in condizioni fessurate. L'analisi sarà affinata ma anche in questo tipo di analisi il pacchetto appare accettabile.

L'analisi **tipo B, n° 4 (c. carico 2 - elasto-plastica)** è identica alla n° 3 tranne per il fatto di aver assegnato una superficie di rottura elasto-plastica alla Mohr-Coulomb ("corretta" assegnando una minima resistenza a trazione monoassiale) al misto cementato, ed

è servita soprattutto per valutare se la differenza in termini di cedimento tra un'analisi elastica e la corrispondente elasto-plastica fosse sempre limitata, così come era risultato nell'analoga analisi di tipo "A". E' risultato un cedimento di 6.65 mm (+ 10.5 % rispetto alla corrispondente analisi elastica). Ciò vale quindi a conferma dei risultati ottenuti con la modellazione tramite il programma "Ansys".

L'analisi tipo **B, n° 5 (c.carico 2 - elastica lineare)** presenta il minimo pacchetto possibile: si tratta di solo tout venant compattato. Il cedimento è eccessivo (10.5 mm) e la capacità portante non garantita, quindi il pacchetto non è verificato. In più, sono comunque presenti limitate sollecitazioni di trazione non realistiche in tale materiale.

2.6.7.3 Analisi di tipo C

Come già anticipato, le analisi assialsimmetriche si limitano alla condizione di carico n° 1.

La **Tipo C, n° 1** riguarda il pacchetto del progetto definitivo. Si riscontra un cedimento di 3.51 mm, coerente sia con quanto già calcolato in quella sede, sia con le altre analisi corrispondenti di questo rapporto (di tipo A e B). Anche qui si evidenzia l'accettabilità tensio-deformativa del pacchetto.

La **Tipo C, n° 2** differisce dalla n° 1 per il fatto di aver eliminato lo strato di base in misto cementato, sostituendolo con un pari spessore di materiale granulare di buona qualità.
Anche qui, gli esiti sono stati favorevoli dal punto di vista deformativo (come già concluso per i casi analoghi calcolati con i modelli di tipo "A"): il cedimento, pari a 3.92 mm, è aumentato del 12% soltanto rispetto all'analisi precedente. Dal punto di vista tensionale, invece, il materiale granulare risulta molto sollecitato.

La **Tipo C, n° 3** è un affinamento della precedente ottenuto assegnando al materiale granulare il modello di rottura elasto-plastico (i parametri di tale materiale sono gli stes-

si dell'analisi tipo B, n°2). In tal modo si sono eliminate le trazioni non realistiche; il cedimento è stato di 4.56 mm (+16% rispetto alla precedente e + 30% rispetto alla n° 1). Il cedimento supera i 4 mm, ma si ritiene che le differenze possano essere dovute alla semplificazione assialsimmetrica, che considera un'impronta di carico circolare.
E' da notare che comunque il materiale granulare non collassa per taglio nell'intorno del carico (anche se le plasticizzazioni sono molto diffuse e quindi non si prevedono margini di sicurezza significativi: si veda la figura corrispondente nell'allegato di calcolo).

3. PISTA DI ACCESSO ALLE BANCHINE RINFUSE E PETROLI

Per la pista di accesso alle banchine TRI e Petroli sono previsti modesti volumi di traffico leggero, e la presenza occasionale di un'autogru di medio carico. Per questo motivo si mantiene la scelta della pavimentazione bituminosa, come da progetto Definitivo.

Per la pista di accesso si propongono, rispetto al pacchetto previsto nel Definitivo, le seguenti ottimizzazioni:

- Eliminazione dello strato di base in misto cementato, in modo da ridurre i costi di eventuali riparazioni alle condotte interrate, ed incremento conseguente dello strato di base in conglomerato bituminoso;
- Riduzione dello strato di fondazione in misto granulare stabilizzato da 35 a 25 cm;
- Utilizzo per lo strato di fondazione dello stesso tout venant con cui viene realizzato il rilevato, previa stabilizzazione granulometrica in modo da eliminare pezzature eccessive.

Il pacchetto sopra descritto è mostrato nella seguente Fig. 3.1.

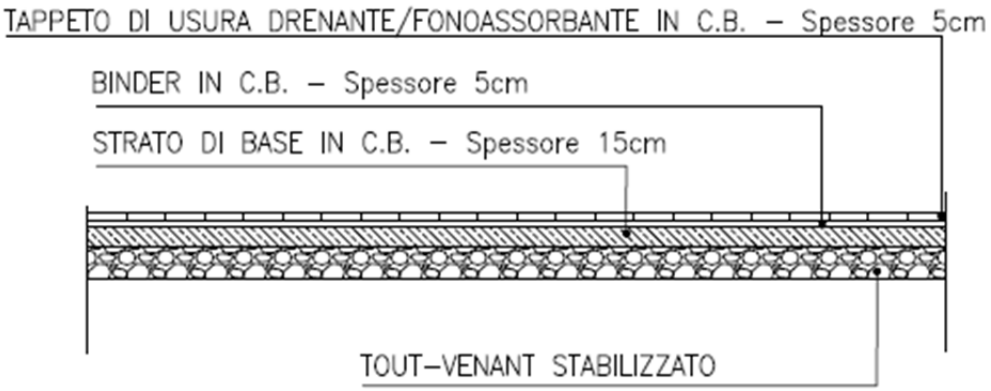


FIG. 3.1 - SOLUZIONE PROGETTUALE PROPOSTA PER LA PISTA DI ACCESSO ALLE BANCHINE TRI E PETROLI

La verifica del pacchetto è presentata nel paragrafo seguente.

3.1. Verifica a fatica del pacchetto

La verifica della sovrastruttura è stata eseguita con il metodo AASHTO interim guide, descritto nel seguito, con riferimento alla sezione presentata nella seguente Fig. 3.2.

3.1.1. Metodologia di calcolo

Il metodo empirico dell'AASHTO Guide for Design of Pavement Structure - 1993 - permette di ricavare il numero totale di passaggi di assi equivalenti da 8,2 t (ESALS) che la pavimentazione riesce a sopportare prima di raggiungere il valore di PSI finale (PSI = Present Serviceability Index), in corrispondenza del quale si ritiene che la pavimentazione sia giunta al termine della sua vita utile e quindi necessiti di manutenzione.
Note le caratteristiche dei materiali (degli strati legati a bitume, di quelli in misto granulare o stabilizzato, della portanza del sottofondo), ed avendo assegnato spessori di primo tentativo ai vari strati, è possibile avviare un procedimento iterativo che permette di convergere verso la soluzione finale.

La convergenza del metodo prevede che il numero massimo di assi che la pavimentazione può sopportare sia superiore o al limite uguale al traffico previsto sulla sovrastruttura in esame durante l'intera vita utile, espresso sempre in numero di assi di veicoli commerciali equivalenti e derivante da analisi di traffico.
Le variabili su cui agire per portare a convergenza il metodo sono, quindi, proprio gli spessori dei vari strati e le caratteristiche dei materiali. La formula utilizzata è la seguente:

$$\log(W_{18}) = Z_r \cdot S_0 + 9.36 \cdot \log(SN+1) - 0.20 + \frac{\log(\frac{\Delta PSI}{4.2-1.5})}{0.40 + \frac{1094}{(SN+1)^{5.19}}} + 2.32 \cdot \log(M_r) - 8.07$$

essendo:

W_{18} numero massimo di assi equivalenti da 8,2 t (ESALS) che portano la pavimentazione al valore PSI finale;

ΔPSI differenza tra l'indice di funzionalità (PSI) della pavimentazione all'inizio (assunto di solito pari a 4.2 per pavimentazioni flessibili) e al termine della vita utile; il valore di PSI finale (assunto pari a 3 a favore di sicurezza) - tabella 9 del Catalogo delle Pavimentazioni CNR;

SO deviazione standard relativa alle variazioni dalle previsioni di traffico e dalle prestazioni della pavimentazione, valore assunto mediamente pari a 0,45;

Zr fattore di affidabilità, dedotto dall'interpolazione dei valori di tabella del Catalogo della Pavimentazioni CNR (di seguito riportata), in funzione dell'affidabilità percentuale R1:

Fattore di Affidabilità Zr				
R_1	80%	85%	90%	95%
Z_r	-0,841	-1,037	-1,282	-1,645

EQ coefficiente di equivalenza tra l'asse standard (da 8,2 t) e gli assi effettivamente transitanti sulla strada, che permette di ricavare il numero di assi standard che produce nella pavimentazione il medesimo danno a fatica del numero di assi effettivamente transitanti;

Mr Il parametro scelto per caratterizzare la portanza del sottofondo è il modulo resiliente Mr (modulo elastico che consente di tener conto anche della componente viscosa reversibile della deformazione che viene ricavato mediante prove dinamiche a bassa frequenza 0.5÷1 Hz);

SN indice strutturale, che tiene conto degli spessori degli strati (si), delle caratteristiche dei materiali dei vari strati (ai), del drenaggio assicurato dagli strati non legati a bitume (mi):

$$SN = \sum_i a_i \cdot s_i \cdot m_i$$

Occorre infine considerare la correzione relativa alla temperatura, per tener conto del diverso comportamento dei materiali che si trovano in zone differenti da quelle in cui è stato validato il modello AASHTO. Nei calcoli il fattore di correzione viene indicato con "R".

3.1.2. Sintesi dei risultati

Il pacchetto sottoposto a verifica è stato schematizzato come mostra la seguente figura:

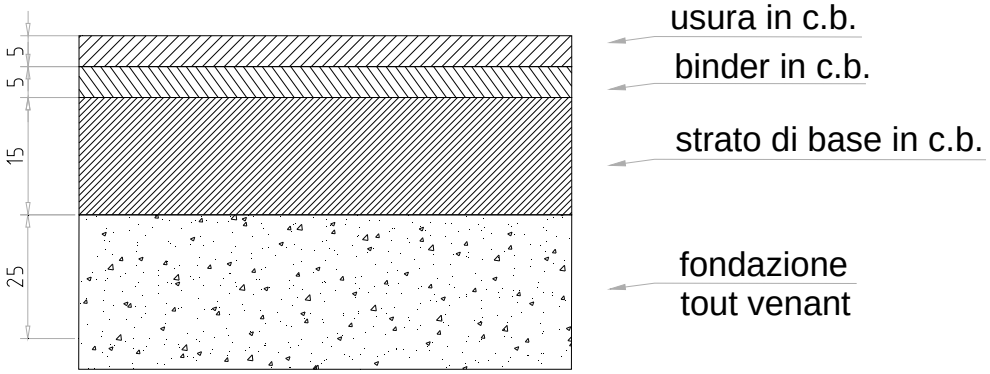


FIG. 3.2 - SCHEMATIZZAZIONE DI CALCOLO DEL PACCHETTO

Per il calcolo si fa riferimento ai seguenti parametri: una portanza del sottofondo pari a 130 N/mm^2 (modulo resiliente Mr), un livello di affidabilità pari al 90%, un indice di funzionalità finale PSI = 3.

Si riporta di seguito la tabella di calcolo del parametro SN: il valore ottenuto deve essere espresso in pollici, per cui lo si divide per il fattore di conversione 2,54.

SUCCESSIONE STRATIGRAFICA DEL PACCHETTO STRADALE				
Strato	**Descrizione**	**ai**	**mi**	**si [cm]**
1	*Usura c.b.*	0,40		5
2	*Binder c.b.*	0,37	1	5
3	*Base c.b*	0,27	1	15
4	*Tout Venant*	0,11	1	25
	tot			
			SN = Σ (ai*si*mi)/2.54	**4,19**

Noto SN, dalla formula soprariportata si ricava un numero di assi standard che portano al PSI finale la pavimentazione pari a: **2,2E+07.**

Il numero di assi standard equivalenti per la pavimentazione proposta, calcolato con parametri cautelativi, è sicuramente superiore a quello previsto nell'arco della vita utile della pavimentazione quindi la verifica si ritiene soddisfatta.

3.2. Verifica statica della portanza del pacchetto

La pavimentazione proposta viene verificata anche staticamente, in quanto spesso tali tipologie di pavimentazioni in asfalto risultano più critiche nei confronti di carichi di lunga durata.

La verifica ha gli obiettivi di:

– verificare la portanza del pacchetto proposto definendo sia un fattore di sicurezza che il possibile cedimento verticale;

– verificare che il massimo cedimento verticale sia compatibile con l'operatività della pista stessa e che si trovi in campo pressoché elastico in modo che venga quasi totalmente recuperato alla rimozione del carico.

Il dimensionamento viene condotto mediante un'analisi ad elementi finiti con il programma di calcolo Plaxis2D 2012.

La pavimentazione è stata simulata modellando i vari strati ed associando ad essi adeguati parametri meccanici. Tali valori sono illustrati nella tabella Tab. 3.1.

TAB. 3.1 - PARAMETRI GEOTECNICI STATICI DEI MATERIALI DI FONDAZIONE

Strato	Peso di volume γ (kN/m3)	Angolo di attrito ϕ (°)	Coesione c' (kPa)	Modulo di elasticità E (MPa)
usura	19	28	100	20
Binder	19	30	150	30
Strato di base c.b.	20	35	150	50
Fondazione in tout venant stabilizzato	19	33	-	65

La modellazione effettuata è assialsimmetrica con criterio di rottura di Mohr - Coloumb. Nella Fig. 3.3 si mostra la mesh del modello con un dettaglio della zona di applicazione del carico.

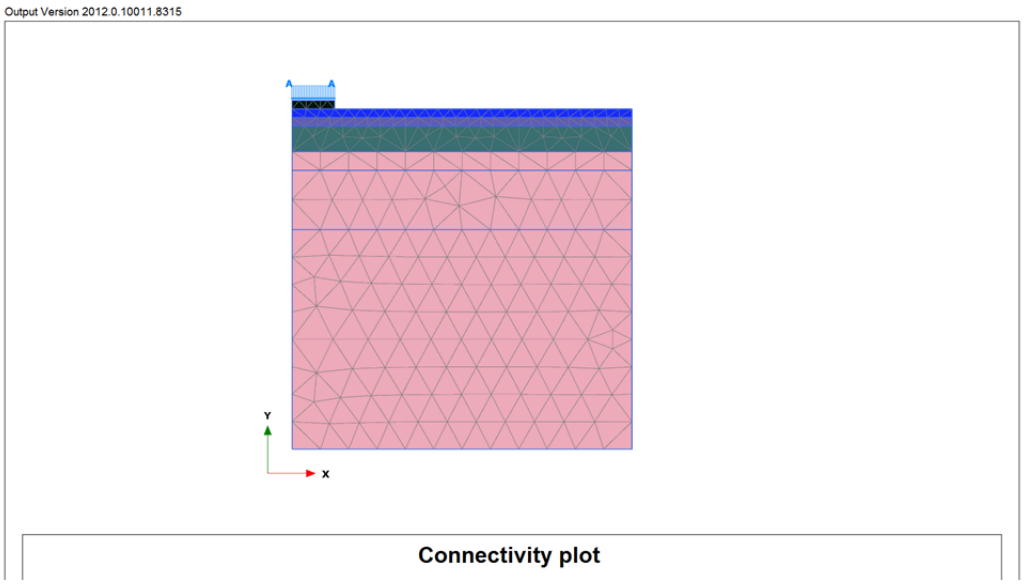


FIG. 3.3 - MESH NELL'AREA DELLA PAVIMENTAZIONE

Si è considerata la possibilità di stazionamento di una autogru da 40 t di carico massimo, che si prevede possa scaricare circa 15t su uno stabilizzatore con piastra di raggio 25 cm: si è applicato quindi, su un cerchio di raggio di 0.25 m, un carico distribuito ripartito di intensità pari a $150 / 0.25^2/\pi = 764$ kPa

I risultati della analisi numerica sono riportati nelle figure seguenti in termini di spostamenti verticali sotto il carico, di distribuzione delle plasticizzazioni, di fattore di sicurezza e di distribuzione delle tensioni efficaci.

I risultati ottenuti sono:

Cedimenti verticali	$s_v = 9.6$ mm
Fattore di sicurezza (ϕ/c' reduction)	Fs = 1.35

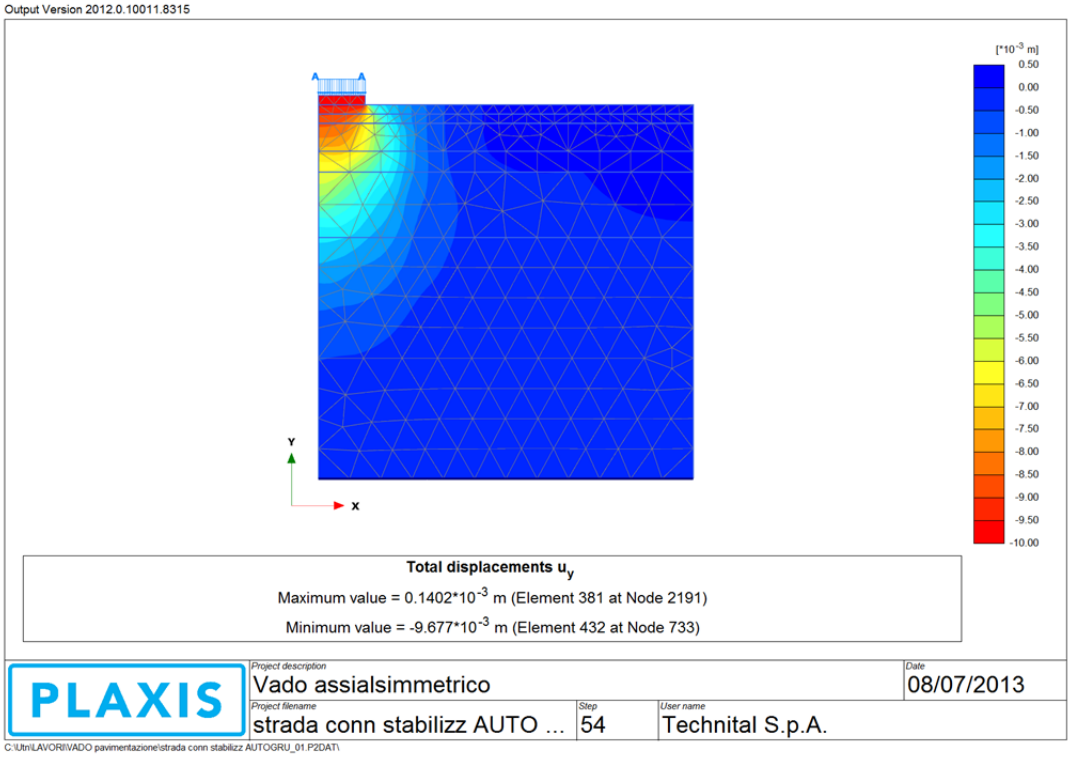


FIG. 3.4 - DEFORMAZIONI VERTICALI SOTTO IL CARICO DI PROGETTO. LA DEFORMAZIONE E' IN CAMPO ELASTOPLASTICO E, ALLO SCARICO, VIENE PER LA MAGGIOR PARTE RECUPERATA.

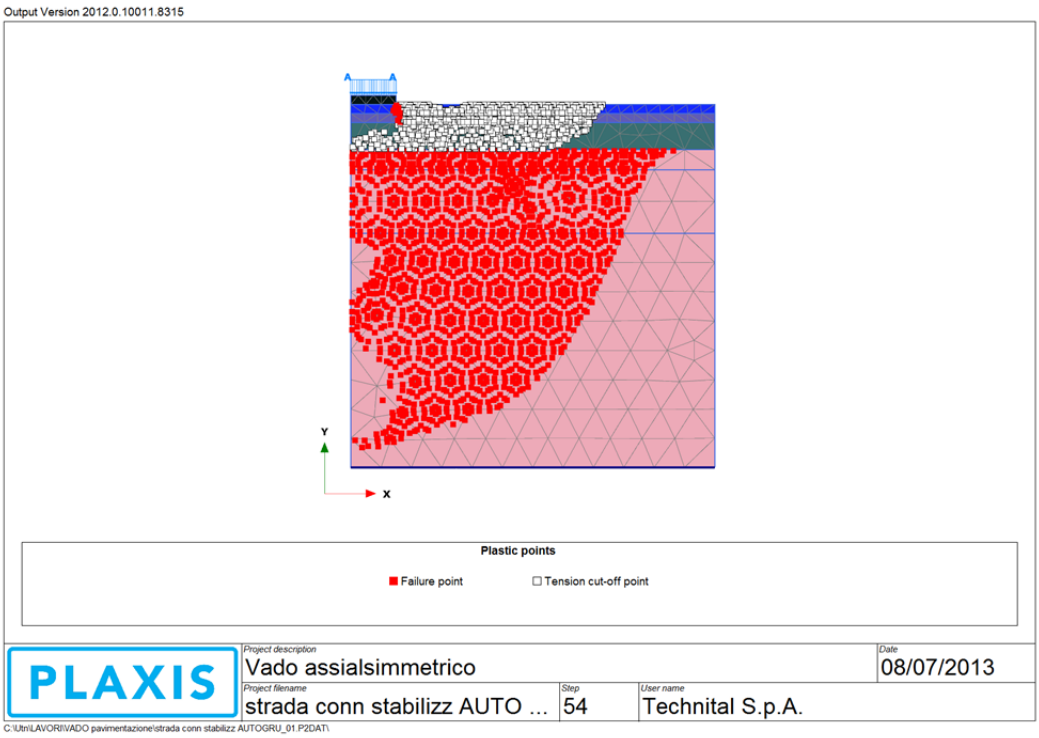


FIG. 3.5 - PUNTI PLASTICI (DI MOHR COULOMB O DI FESSURE X TRAZIONE) SOTTO IL CARICO DI PROGETTO

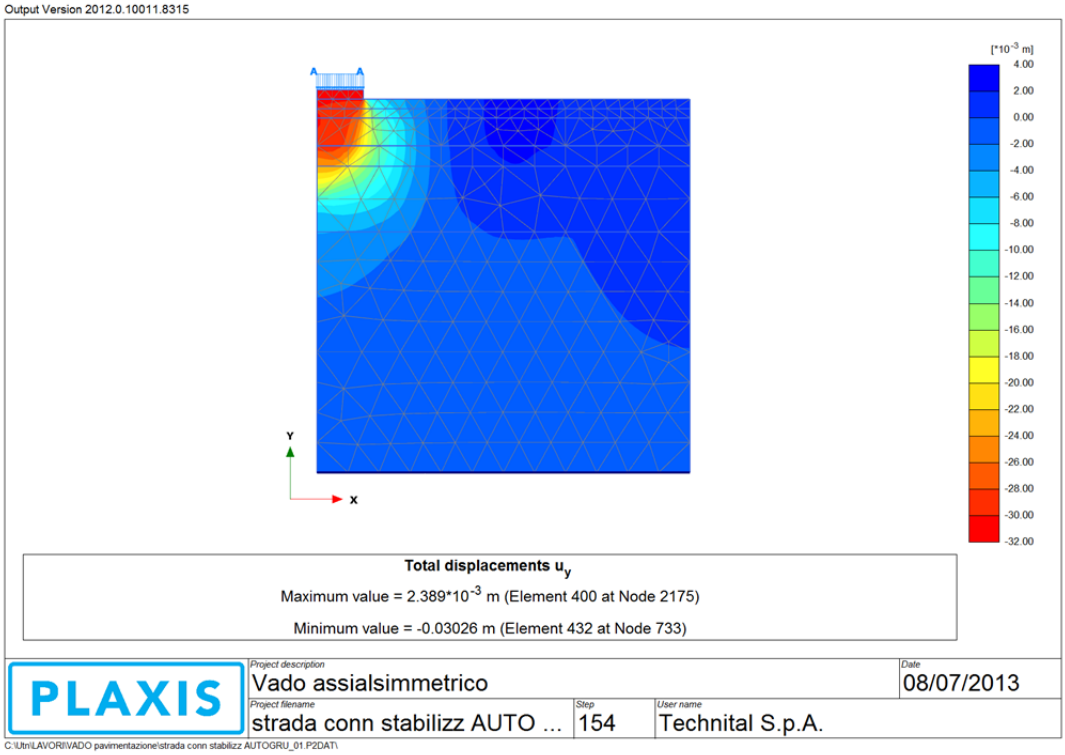


FIG. 3.6 - DEFORMAZIONI VERTICALI MASSIME A COLLASSO. IL FATTORE DI SICUREZZA, SUI MATERIALI GEOTECNICI UTILIZZATI, E' PARI A 1.35.

4. BANCHINA RINFUSE

Nel Progetto Definitivo era stata selezionata per questa banchina una pavimentazione di cls, per il fatto che, essendo la banchina destinata al carico/scarico del carbone, si riteneva che la pavimentazione in cls consentisse un più agevole recupero delle polveri eventualmente sversato durante lo svolgimento di tali operazioni.

Successivamente, sulla base delle informazioni fornite da TRI, è stato introdotto un sistema di carico/scarico diverso da quello inizialmente concepito, che impedisce lo sversamento delle polveri. E' stato deciso pertanto di fare ricorso ad una pavimentazione di tipo bituminoso, che, rispetto a quella in cls, offre una maggiore facilità di manutenzione. Una sezione della Banchina Rinfuse è mostrata nella seguente Fig. 4.1.

La pavimentazione è costituita da uno strato di usura in conglomerato bituminoso, posato su binder e su base legata sempre in conglomerato bituminoso. Il pacchetto poggia sul tout venant, selezionato nei primi 25 cm (Fig. 4.2).

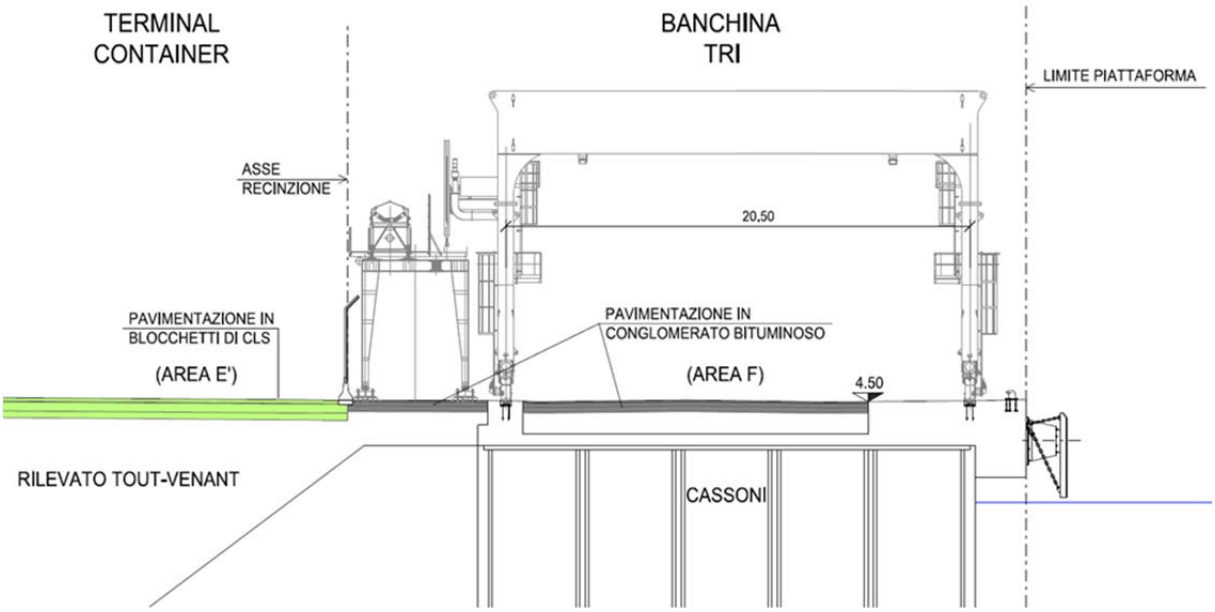


FIG. 4.1 - SEZIONE TIPO BANCHINA TRI

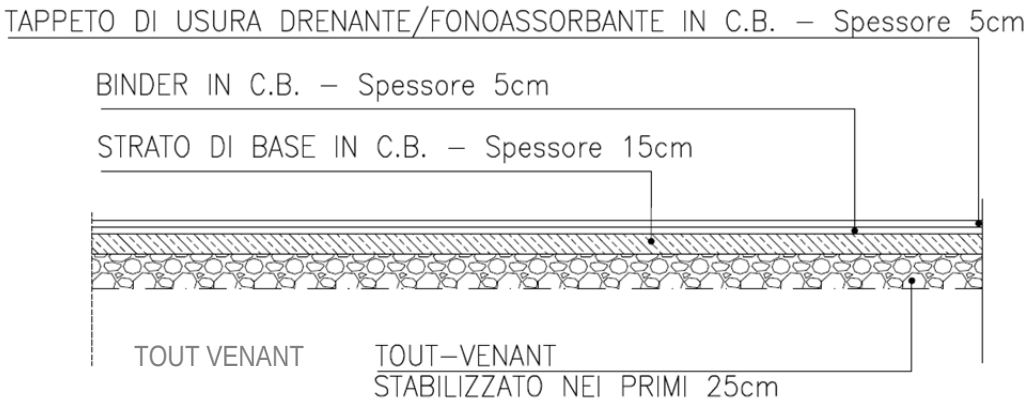


FIG. 4.2 - SEZIONE TIPO PAVIMENTAZIONE IN BANCHINA TRI

Questo pacchetto ha le stesse caratteristiche di quello che caratterizza la pista di accesso alle banchine TRI e petroli, quindi per le verifiche si rimanda al relativo par. 3.1.

5. BANCHINA PETROLI

Una sezione della Banchina Petroli e delle aree ad essa adiacenti è mostrata nella seguente Fig. 5.1

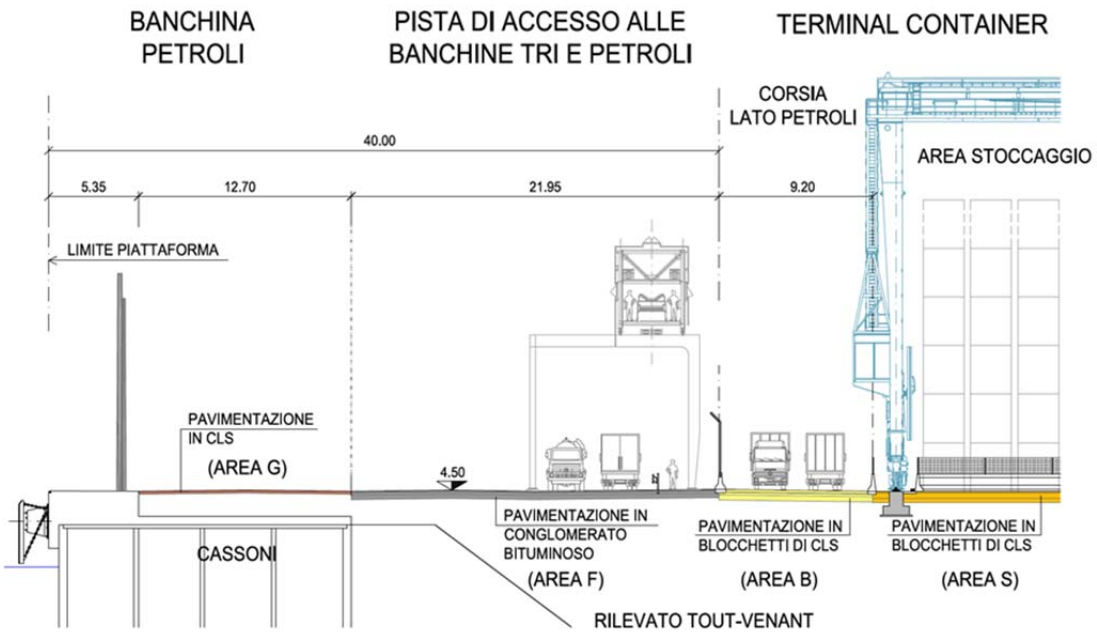


FIG. 5.1: SEZIONE TIPO DELLA PIATTAFORMA IN CORRISPONDENZA DELLA BANCHINA PETROLI

Per la Banchina Petroli è stata mantenuta la tipologia prevista nel Progetto Definitivo, quindi è stata prevista una pavimentazione in calcestruzzo, armato con rete; questa tipologia è infatti da preferire, per la sua impermeabilità, nell'ipotesi di eventuali sversamenti.

Le caratteristiche del cls. sono le seguenti:
$R_{ck} \geq 40$ MPa; (C32/40) (classe minima richiesta per la durabilità)
$f_{ck} = 0.83x40 = 33.2$ MPa
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.2$ Mpa (resistenza media cilindrica)
$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.1$ MPa (resistenza media a trazione assiale)
$f_{cfm} = 1.2 \times f_{ctm} = 3.72$ MPa (resistenza media a trazione per flessione)

$f_{cfk} = 0.84 \times f_{ctm} = 2.54$ MPa (resistenza caratteristica a trazione per flessione)
$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 33640$ MPa (modulo elastico istantaneo)

Allo stato limite ultimo, il carico agente P deve essere incrementato di $\gamma_M = 1.5$, quindi il carico da utilizzare per la verifica è dato da $\gamma_F \times P$.

La massima tensione di trazione trasmessa da questo carico all'intradosso della piastra di calcestruzzo deve risultare inferiore alla resistenza caratteristica a trazione per flessione $f_{cfk.}$

Per la definizione dei carichi di progetto, si è fatto riferimento allo stazionamento occasionale di un autobotte per il trasporto dei prodotti petroliferi. Cautelativamente si è assunto per questi prodotti un peso specifico pari a 1 t/m3.

Si è ipotizzato un veicolo a 3 assi, di cui quello anteriore dotato di 2 ruote singole, ed i 2 assi posteriori dotati entrambi di ruote gemellate, per un totale di 10 ruote. Le caratteristiche geometriche del mezzo sono mostrate nella figura seguente.

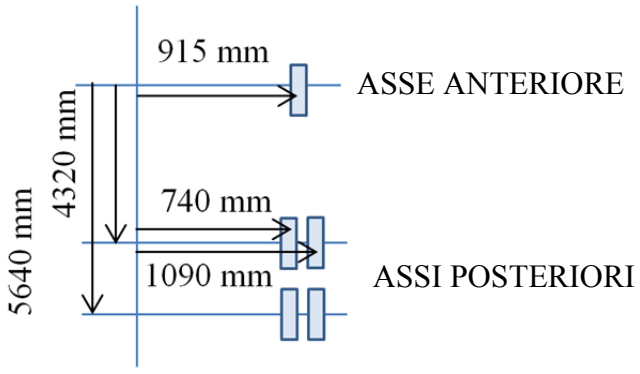
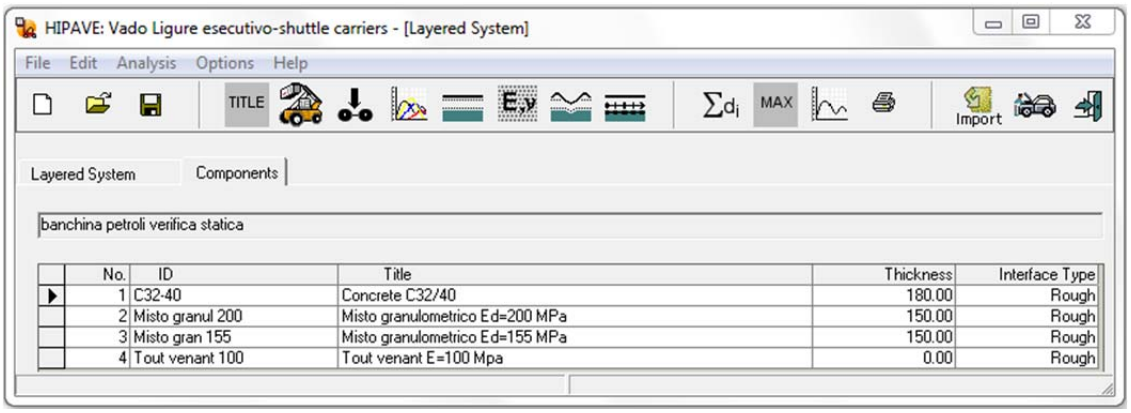


FIG. 5.2 - SCHEMATIZZAZIONE DEL MEZZO UTILIZZATA PER LE VERIFICHE

Si è ipotizzato inoltre un peso del veicolo scarico pari a 10 t, ed un carico massimo a pieno carico pari a 26 t, secondo le indicazioni del Codice della strada (Art. 62, massa limite). Il massimo carico trasportato risulta quindi pari a 16 t.

Per la verifica agli stati limite ultimi si è assunto un carico agente pari a :
γ_F x P=1.5*26 t=39 t

La verifica è stata condotte utilizzando il modello HIPAVE già descritto nel paragrafo 2.5.1, utilizzando il pacchetto di pavimentazione mostrato nella Fig. 5.3 ed imponendo al veicolo un solo ciclo di carico, come mostrato nella seguente Fig. 5.4.



No.	ID	Title	Thickness	Interface Type
1	C32-40	Concrete C32/40	180.00	Rough
2	Misto granul 200	Misto granulometrico Ed=200 MPa	150.00	Rough
3	Misto gran 155	Misto granulometrico Ed=155 MPa	150.00	Rough
4	Tout venant 100	Tout venant E=100 Mpa	0.00	Rough

FIG. 5.3 - SCHEMATIZZAZIONE DEL PACCHETTO DI PAVIMENTAZIONE

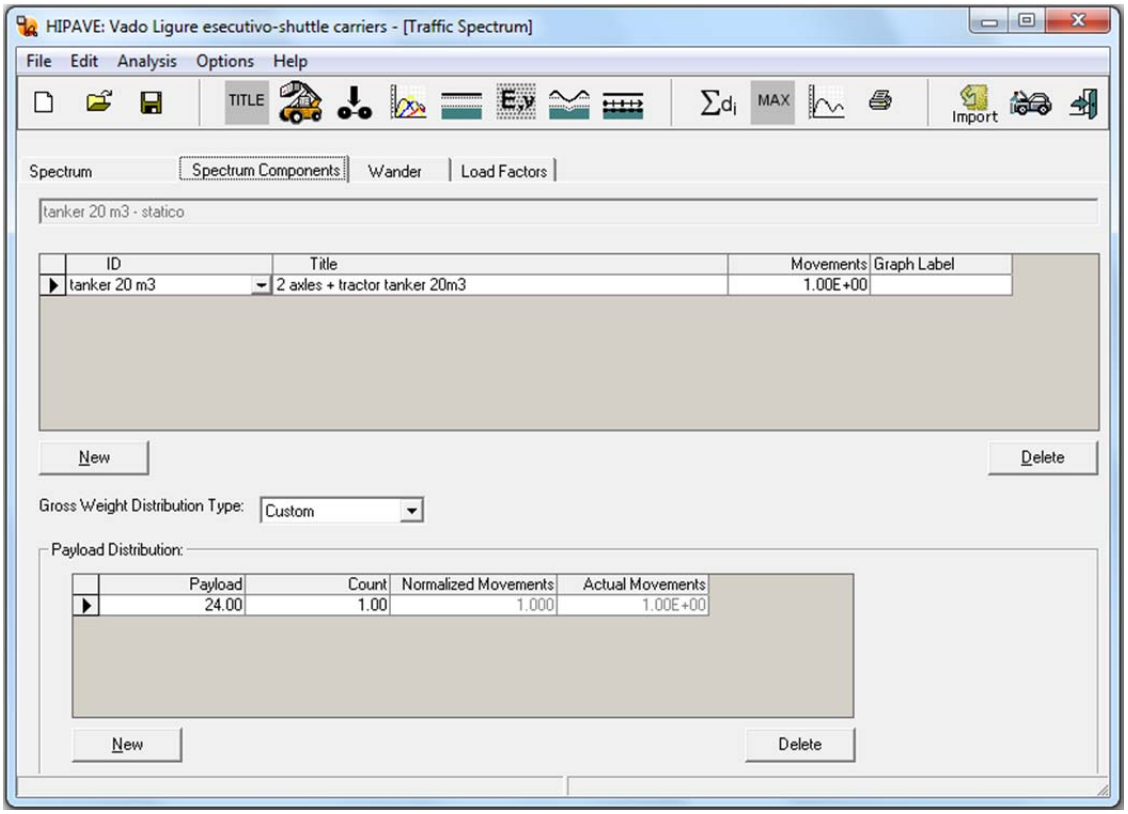


FIG. 5.4 - SCHEMATIZZAZIONE DEL CARICO DA UTILIZZARE PER LA VERIFICA STATICA

La distribuzione delle tensioni indotte da questo carico lungo ciascuno dei 2 assi posteriori del veicolo (che sono quelli maggiormente caricati), è mostrata nella seguente Fig. 5.5. La figura mostra le tensioni di trazione indotte all'intradosso della piastra di calcestruzzo, a partire dalla mezzeria del veicolo (ascissa 0).

Come mostrato in figura, la massima tensione di trazione all'intradosso della piastra è pari a 2.19 MPa, che risulta inferiore alla resistenza caratteristica a trazione per flessione = 2.54 MPa, quindi la verifica risulta soddisfatta.

La pavimentazione in calcestruzzo avrà quindi spessore di 18 cm.

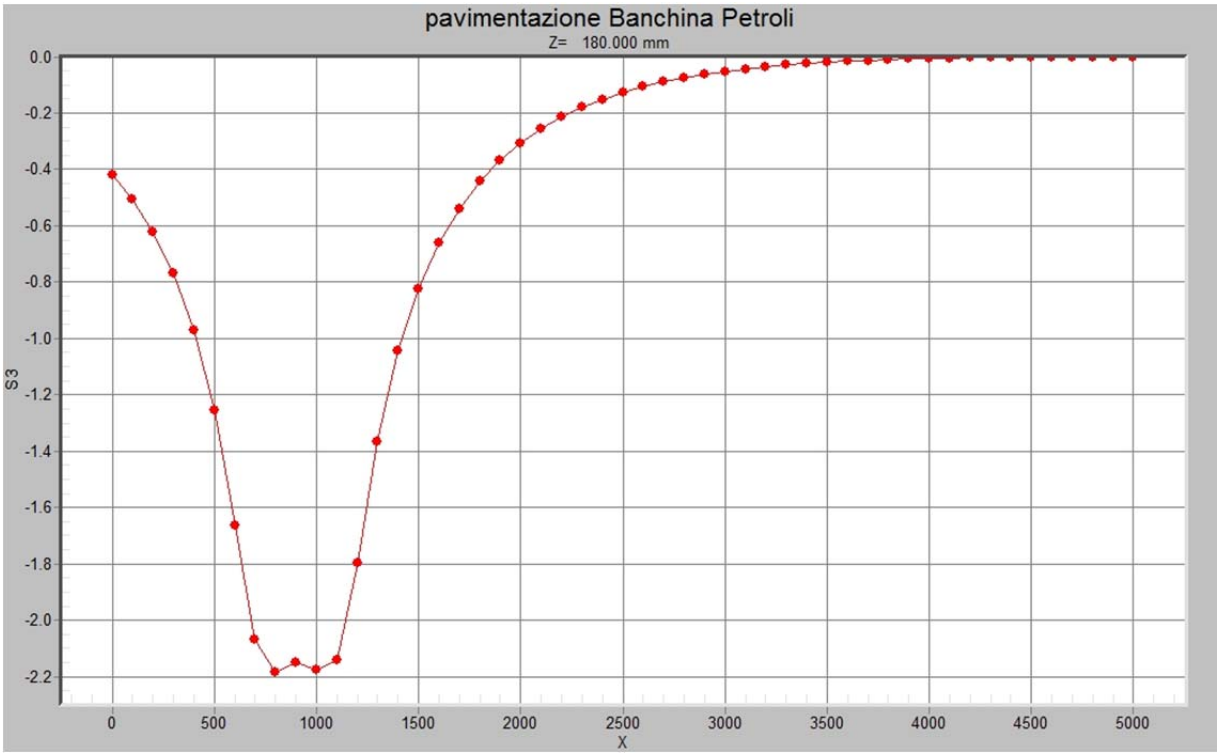


FIG. 5.5 - DISTRIBUZIONE DELLE TENSIONI DI TRAZIONE A FLESSIONE LUNGO CIASCUNO DEGLI ASSI POSTERIORI DEL MEZZO

La criticità di questa pavimentazione è costituita unicamente dalle sollecitazioni da ritiro, che possono indurre fessurazioni diffuse sulla superficie, compromettendone l'estetica e la funzionalità.

Al fine di concentrare le deformazioni da ritiro, si prevedono appositi giunti di contrazione sulla superficie, che consistono in tagli di profondità pari a 4 cm, in cui esse andranno a concentrarsi, con interasse di circa 5 m. Inoltre, al fine di ridurre l'aderenza tra l'estradosso dell'impalcato e la pavimentazione (e quindi le coazioni che producono le fessurazioni da ritiro) si consiglia l'interposizione di un foglio di polietilene tra le due strutture.

Inoltre, sarà posta, a 1/3 dell'altezza della pavimentazione (quindi a 6 cm dall'estradosso), una rete elettrosaldata con la funzione di assorbire le sollecitazioni da

ritiro, che viene dimensionata secondo la seguente formula (equazione dello scorrimento, riportata nel "Manual of Concrete Practice" ACI Standard 360):

$$As = \frac{n_f L\, w}{2 \cdot \sigma_s}$$

in cui n_f, assume i seguenti valori (ACI - Manual of Concrete Practice):

TIPO DI SOTTOFONDO	COEFFICIENTE DI ATTRITO STATICO
Argilla	2.00
Ghiaia lavata mista a sabbia	1.80
Misto granulare	1.65
Sabbia fine	0.90
Foglio di polietilene	0.80

La grandezza L è la distanza tra due giunti, w è il peso al metro quadro della pavimentazione,

σ_s è la tensione ammissibile dell'acciaio.

Nel presente caso si ha:

$$As = \frac{0.8 \cdot 15 \cdot 450}{2 \cdot 220} = 89\, mm^2 / m$$

quindi si pone una rete elettrosaldata Φ8 /20 x 20 cm, che risulta ampiamente verificata (As = 251 mm^2/m).

Infine, sono previsti dei giunti di dilatazione con un interasse medio di 15 m.

6. OFFICINA

Vengono riportati qui nel seguito i calcoli, che si riferiscono alla pavimentazione del locale officina. Si tratta di una pavimentazione di tipo industriale, conformata come lastra in calcestruzzo armata, suddivisa, come d'uso, in riquadri di adeguata pezzatura.
Tale pavimentazione è interessata dalla presenza di mezzi che accedono per riparazione o per manutenzione, fra i quali sono inclusi anche i Reach stacker, che vengono utilizzati per la movimentazione dei containers. Ai fini del calcolo per il dimensionamento della pavimentazione tali mezzi appartengono alla tipologia più gravosa, pur se considerati con i valori del carico sulle ruote in condizioni non operative e quindi scarichi.
Entrando ora nel merito della descrizione dell'intero pacchetto della pavimentazione, a partire dal livello del piano di scavo, posto a quota +2,30 m l.m.m., si la ha la sequenza seguente:

- primo strato con spessore di 20 cm a formazione del magrone di sottofondazione, armato con rete elettrosaldata con diametro 8 mm su maglia cm. 20x20, esteso a tutta la impronta planimetrica dell'edificio;
- spessore soprastante di 136 cm, realizzato con materiale arido adeguatamente compattato, da porre in opera dopo la realizzazione del reticolo strutturale delle fondazioni in c.a.;
- pacchetto isolante di 18 cm di spessore, intercluso fra uno strato inferiore ed uno superiore di calcestruzzo magro, entrambi con spessore di 10 cm;
- pavimentazione in c.a. con spessore pari a 26/24 cm, ove la variazione di 2 cm è dovuta alla formazione delle pendenze superficiali per la raccolta dei liquidi sversati;
- spessore totale dal piano di scavo, esclusa la riduzione di due centimetri a formazione del piano delle pendenze = 20 cm + 200 cm.

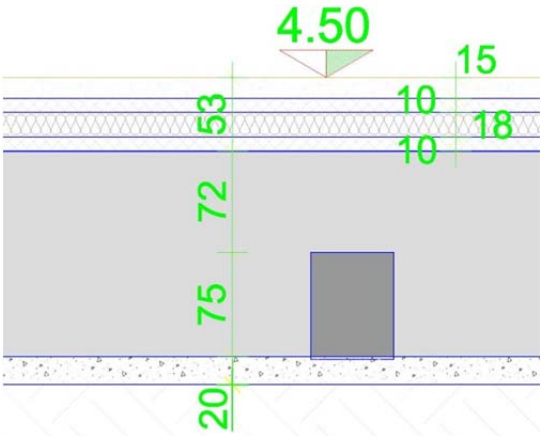


FIG. 6.1: PACCHETTO COMPLESSIVO DI PRIMO APPROCCIO

Entrando quindi maggiormente nel dettaglio per descrivere la tipologia strutturale della pavimentazione con piastre in c.a., si può sintetizzare la medesima così come indicato qui appresso:

- Piastra in c.a. con spessore 260/240 mm;
- Calcestruzzo strutturale di classe R'ck 25, opportunamente levigato mediante elicottero meccanico e finitura superficiale con formazione di pendenza e spolvero di cemento/quarzo in ragione di 3/4 kg/mq;
- Armatura formata da due reti elettrosaldate in acciaio tipo B450C saldabile con diametro pari a 8 mm su maglia cm. 20x20, poste in prossimità della superficie inferiore e superiore, corredate di opportuni distanziatori;
- Giunti di contrazione disposti su maglia 4,00 m x 4,50 m circa, ottenuti mediante taglio con disco per una profondità non superiore ad 1/5 dello spessore (ovvero 4 cm) e sigillatura degli stessi con profilo in PVC.

Si è previsto il trattamento superficiale mediante spolvero di cemento/quarzo, in modo da conferire la appropriata resistenza all'abrasione, necessaria per l'utilizzo previsto.
Si precisa altresì che in corrispondenza dei giunti di dilatazione lo spessore della pavimentazione è conformato con appropriati riscontri di contrasto altimetrico fra i bordi contrapposti, per cui non si rende necessario alcun provvedimento di rinforzo localizzato.

6.1. Normative e documenti di riferimento

Nei calcoli che seguono si è fatto riferimento alle normative seguenti:

- D.M. 14 gennaio 2008: Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni.
- Legge 05.11.1971 n. 1086 e D.M. 01.04.1993: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio normale e precompresso e a struttura metallica";
- UNI EN 206-1 – Calcestruzzo – Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità.
- Norma UNI 11146 - Pavimenti di calcestruzzo ad uso industriale - Criteri per la progettazione, la costruzione ed il collaudo;
- Eurocode 2: Design of concrete structures;

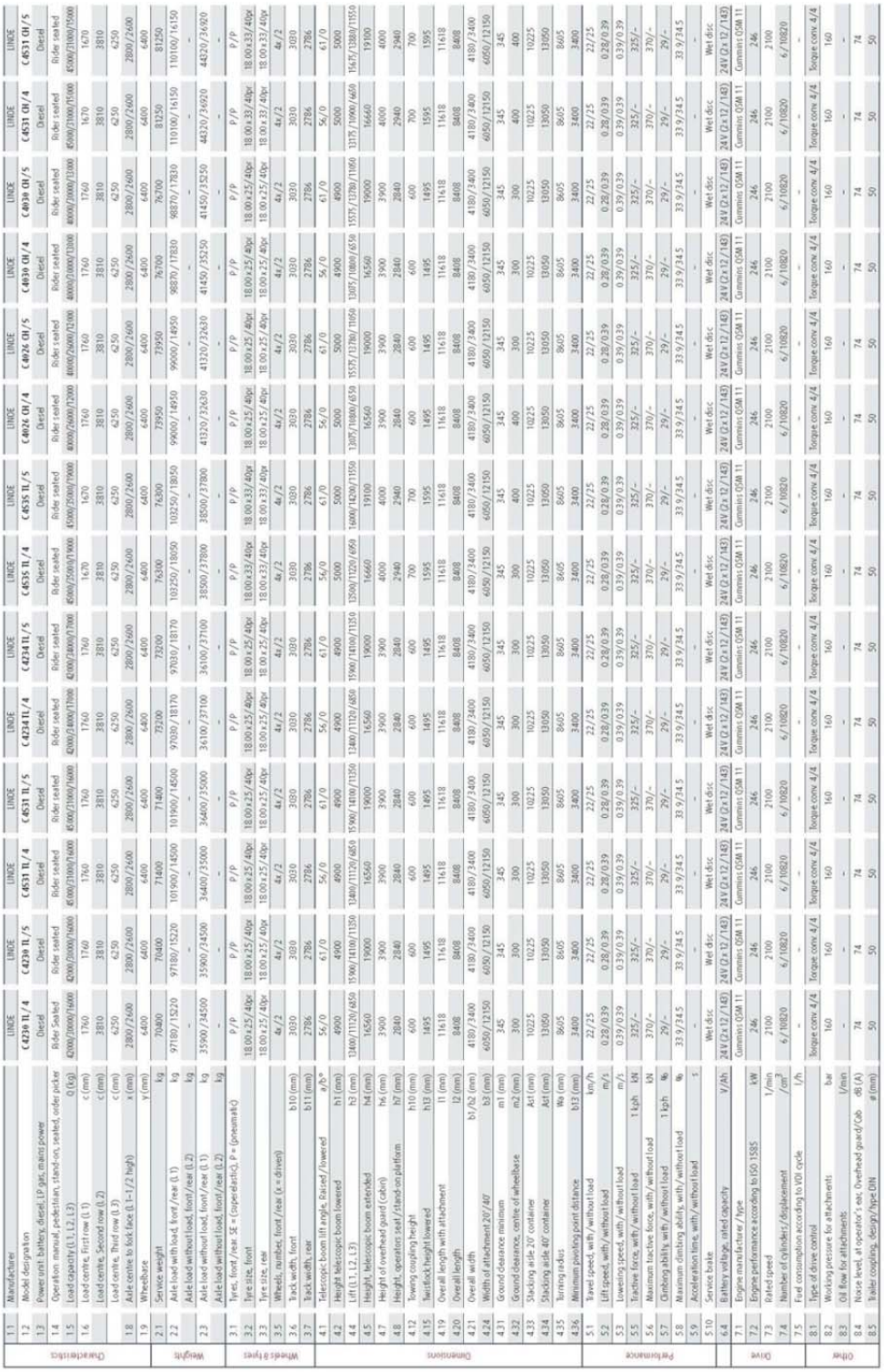
Per quanto concerne invece le assunzioni, che riguardano i carichi agenti si è fatto riferimento ai seguenti documenti:

Documento progettuale di base:
VADAPMTCIV-CP-RP-001-6.5.1 (april 2012): Vado Ligure – Multi-Purpose Platform – Design Criteria - Verification for Progetto Esecutivo;

Progetto Definitivo - MI010P-PD-G-Z-R-1125-CO – Dimensionamento pavimentazioni – Relazione

Indicazioni pervenute sui mezzi LINDE che operano in analoghe strutture: Tabella riepilogativa dei carichi sugli assi, con riferimento in particolare ai carichi per asse con mezzo scarico; vedi allegato riportato qui appresso.

TAB. 6.1: CARICHI SUGLI ASSI DEI MEZZI LINDE



Technical data

| | | |

6.2. Materiali

6.2.1. Prescrizioni per la durabilità dei calcestruzzi

Come per tutte le altre parti strutturali dell'edificio, il calcestruzzo, oltre a soddisfare i requisiti di resistenza, deve essere durevole, ovvero in grado di resistere in maniera soddisfacente alle condizioni ambientali e di lavoro cui è sottoposto durante la vita dell'opera. Pertanto le caratteristiche del calcestruzzo da impiegare devono essere appropriate al conseguimento dei requisiti di durabilità richiesti.

Tali requisiti sono essenzialmente correlati con le condizioni d'uso, a fronte delle quali è previsto un adeguato trattamento superficiale, nonché di esposizione ambientale dell'opera - cui la normativa associa una classe di resistenza minima del calcestruzzo - e alla vita utile della struttura (attraverso la classe strutturale che determina il copriferro minimo).

Per tali aspetti si fa riferimento alla norma UNI EN 206-1.

Classe di esposizione

In merito alle classi di esposizione ambientale, si rimanda al Prospetto 1 della norma citata.

La pavimentazione in calcestruzzo può essere trattata alla stregua di una struttura di fondazione dell'edificio stesso, con la differenza tuttavia rispetto ad essa, che ora ci si trova ad una quota altimetrica ben più elevata e che al di sotto di essa è anche previsto un pacchetto isolante. Ad essa è associata una classe di esposizione XC1, che è appropriata per:

tipologia ambiente: asciutto;

esempi di situazioni applicabili: calcestruzzo all'interno di edifici con bassa umidità relativa.

Classe di resistenza

Per strutture semplicemente armate la normativa UNI citata prevede l'impiego di calcestruzzi con classe di resistenza minima C20/25, superiore alla classe indicata dalle nuove norme vigenti per tali strutture.

Composizione e proprietà dei calcestruzzi

Per tali aspetti si rinvia alle indicazioni già date per le strutture di fondazione dell'edificio stesso; ciò vale anche per il copriferro, nonché per le indicazioni relative agli inerti e agli aggregati in genere.

6.2.2. Calcestruzzo

Strutture in fondazione:

$R_{ck} \geq 25$ MPa; (C25/30) classe minima richiesta per la durabilità

$f_{ck} = 0.83 \times 30 = 20.75$ MPa

$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 28.75$ Mpa resistenza media cilindrica

$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 2.265$ MPa resistenza media a trazione assiale

$f_{cfm} = 1.2 \times f_{ctm} = 2.718$ MPa resistenza media a trazione per flessione

$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 30200$ MPa modulo elastico istantaneo (11.2.5)

Allo stato limite ultimo:

$\gamma_M = 1.5$ → resistenza di calcolo $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_M = 13.83$ MPa

6.2.3. Acciaio

Acciaio per barre di armatura ad aderenza migliorata, reti e tralicci elettrosaldati, per c.a.:

classe B450C

$f_{yk} = 450$ MPa tensione di snervamento

$f_{yt} = 540$ MPa tensione di rottura

$E_s = 210.000{,}00$ N/mm^2 modulo di elasticità dell'acciaio

da cui:

Stato limite ultimo
$\gamma_M = 1.15$ → resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M = 391$ MPa

6.3. Descrizione dei carichi agenti

Per quanto concerne la descrizione dei carichi agenti fanno da guida i documenti citati al paragrafo precedente, per la parte che riguarda i Reachstacker. In merito ad essi si precisa quanto segue.

Nel documento Design Criteria è riportata la Tabella N° 15 nella quale si indica il valore di 275 kN per il carico operativo massimo nominale su ciascuna delle due ruote d'angolo del Reach Stacker.

Nel documento di Progetto Definitivo, che illustra i calcoli eseguiti per le pavimentazioni, viene descritto un muletto portacontainer con un carico complessivo di 73,66 t applicato sull'assale anteriore; tale asse si articola su due coppie di ruote gemellate, per cui su ciascuna di esse si ha il carico di 18,415 t.

Secondo le indicazioni pervenute di recente, relative ai mezzi LINDE, è strato anzitutto chiarito che i Reachstacker accedono alla officina solo in condizioni non operative e quindi scarichi. I correlati valori di carico riportati nella tabella allegata sono pertanto i seguenti:
Carico relativo all'assale anteriore in condizioni di veicolo scarico = 44320 kg;
Carico relativo all'assale posteriore in condizioni di veicolo scarico = 36920 kg;
Ne derivano quindi i seguenti carichi su una singola ruota:
Carico su una ruota dell'assale anteriore = 44320/4 = 11080 kg;
Carico su una ruota dell'assale posteriore = 36920/2 = 18460 kg.

I valori dei correlati interassi sono i seguenti:
Assale anteriore (fra le due coppie di ruote): $b_{10} = 3030$ mm;
Assale posteriore: $b_{11} = 2786$ mm;

Per quanto concerne l'impronta del carico si fa riferimento ad una pressione di gonfiaggio pari a 1,0 MPa (ovvero 1,0 N/mm2) e ad una larghezza dei pneumatici pari a 18", ovvero a 45,72 cm

Fra le condizioni di carico suddette la più gravosa é quella relativa al carico massimo su ciascuna delle ruote posteriori sopra indicate, per la quale si assume la seguente impronta di carico:

A = 184600 N / 1,0 = 184600 mm2

lx = 457,2 mm

ly = 184600 / 457,2 = 403,8 mm

6.4. Calcolo degli sforzi indotti

6.4.1. Momenti flettenti indotti dai carichi

Si fa riferimento alla formula indicata dalle norme UNI 11146 per il momento flettente in corrispondenza del carico P, applicato su una piastra a sufficiente distanza dai bordi.

Con la schematizzazione del terreno secondo Winkler esso vale:

$M_{max,0} = P \cdot (1 + \mu) \cdot \left[0{,}078 \cdot (a/l_w)^2 - (0{,}1833 \cdot \lg (a/l_w) + 0{,}049)\right]$

Ove.

P = carico applicato, che per quanto già esposto vale 18460 kg ≈ 184600 N;

μ = valore del modulo di Poisson del materiale di cui è formata la piastra, ovvero calcestruzzo, per cui esso può essere assunto pari a 0,15;

a = raggio di impronta del carico ($a = 0{,}525 \sqrt{A}$, per impronta di carico rettangolare di area A, per cui nel caso in esame si ha $a = 0{,}525 \times 184600^{0,5} = 225{,}6$ mm)

E = modulo di Young del materiale costituente la piastra; trattandosi di calcestruzzo con $R_{ck} = 25$ N/mm^2 si ha E = 30200 N/mm^2;

h = spessore della piastra = 250 mm;

k = rigidezza del materiale di supporto alla Winkler

l_w = raggio di rigidezza relativa, pari a $\{ E h^3 / \left[12 (1- \mu^2) \cdot k\right]\}^{0,25}$, per cui con i valori sopraesposti si ha:

$l_w = \{ 30200 \times 250^3 / \left[12 (1- 0{,}15^2) \cdot k\right]\}^{0,25} = 447{,}850 \times k^{-0,25}$

Con un valore della rigidezza alla Winkler k = 130000,00 kN/m^3 = 0,13 N/mm^3, si ha:
l_w = 746 mm;
Ne deriva:
$M_{max,0}$ = 184600 x (1 + 0,15) x [0,078 x (225,6 / 746)^2 – (0,1833 . lg (225,6 / 746) + 0,049)] = 32128 Nmm/mm = 32,128 kNm/m

Nella ipotesi alternativa di avere un sottofondo di qualità più scadente, che si ipotizza qui possa essere rappresentato con il valore esplorativo k = 1,3 kg/cm^3 = 0,013 N/mm^3 si ha:
l_w = 1326,3 mm
M = 40817 Nmm/mm = 40,817 kNm/m

Il valore del momento suddetto si instaura al di sotto del punto di applicazione del carico P e quindi rappresenta un valore di picco; viceversa in corrispondenza del bordo libero, sia pure attrezzato con spinotti, viene a mancare la continuità delle tensioni in direzione ortogonale al bordo, con conseguente incremento del momento flettente secondo la direzione del bordo, che si può assumere in via semplificativa pari a:
$M_{max,l}$ = 1,5 $M_{max,0}$ = 48,2 kNm/m

6.5. Verifiche strutturali

6.5.1. Verifiche allo stato limite di punzonamento

Per punzonamento si intende la potenziale rottura locale del calcestruzzo di una piastra per effetto di un carico agente su un'area limitata. Con tale verifica si determina lo spessore minimo della pavimentazione.
Si riporta qui appresso il calcolo che viene eseguito considerando la presenza del carico all'interno della piastra, lontano quindi dai bordi della medesima; ne deriva quindi una verifica che dovrà evidenziare un adeguato margine a fronte dei valori limite consentiti dalla normativa vigente, proprio per poter tenere conto della maggiore deformabilità sui bordi liberi, nella ipotesi di non adottare provvedimenti specifici appropriati in corrispondenza dei medesimi.

La superficie di punzonamento si ottiene dal contorno caricato in superficie, considerato esteso con diffusione a 45° entro lo spessore della piastra. Si ha quindi:

Contorno della superficie caricata:
p = (457,2 mm + 403,8 mm) x 2 = 1722,0 mm
Superficie di punzonamento:
$S = u\ h = \left[(457{,}2 + 2x\ 250/2) + (403{,}8 + 2x\ 250/2)\right] x\ 2\ x\ 250 = 680500\ mm^2$
Valore di calcolo della resistenza a trazione assiale:
$f_{ctd} = f_{ct0,05} / \gamma_{mc} = (0{,}7\ x\ 0{,}48\ x\ R_{ck}^{\ 0,5}) / 1{,}6 = 0{,}21\ x\ R_{ck}^{\ 0,5} = 1{,}05\ N/mm^2$
Forza resistente a punzonamento allo stato limite ultimo:
$F_{Rd} = 0{,}5\ u\ h\ f_{ctd} = 0{,}5\ x\ 680500\ x\ 1{,}05 = 357263\ N = 357{,}263\ kN$
Fattore moltiplicativo delle azioni = $\gamma_F = 1{,}5$
Carico esterno allo Stato Limite Ultimo:
$\gamma_F\ x\ P = 1{,}5\ x\ 18460\ kg = 27690\ kg \approx 276{,}900\ kN\ (< 357{,}263\ kN)$

Il margine trovato, pari al 29%, risulta significativo; esso è ritenuto tuttavia appropriato per contrastare gli effetti sui bordi e tale quindi da non richiedere la predisposizione di barrotti o particolari conformazioni dei bordi della pavimentazione che si affacciano sul giunto. Ci si limiterà ad una conformazione a maschio femmina che, data la necessità di rastremare i bordi implica una, sia pure contenuta, deformabilità verticale relativa.

6.5.2. Verifiche a fessurazione

6.5.2.1 Criteri di verifica

Si riassumono anzitutto le condizioni ambientali e le configurazioni strutturali assunte, che sono le seguenti:

- le condizioni ambientali sono classificabili con XC1, ovvero ordinarie;
- le barre di armatura previste a presidio delle sezioni strutturali in c.a. sono da considerarsi poco sensibili;
- si è considerata una combinazione di azioni, che cautelativamente assumiamo come frequente.

I conseguenti criteri di verifica delle sezioni resistenti, con riferimento allo stato limite di fessurazione in esercizio, devono accertare che lo stato limite di apertura delle fessure sia rispondente al seguente limite:

$w_d = 1{,}7\ w_m \leq w_3$

ove:

$w_d = \varepsilon_{sm}\ \Delta_{smax}$	valore di calcolo della apertura delle fessure
$w_m = \varepsilon_{sm}\ \Delta_{sm}$	ampiezza media delle fessure, pari al prodotto della deformazione media ε_{sm} delle barre di armatura per la distanza media Δ_{sm} tra le fessure
$w_3 = 0{,}4$ mm	valore limite della apertura delle fessure

6.5.2.2 Caratteristiche geometriche e verifica delle tensioni per la sezione tipica intermedia

Momento flettente:

M =48.2 kNm/m

Dati geometrici:

h = 25 cm	Spessore strutturale
b = 100 cm	larghezza della sezione di calcolo
d = 20,5 cm	distanza dell'armatura tesa dal bordo compresso
d' = 5,5 cm	distanza dell'armatura compressa dal bordo compresso
$A_s = \varphi 14/\ 20 = 7{,}70\ cm^2$	armatura tesa
$A'_s = 0\ cm^2$	assunzione cautelativa per l'armatura compressa
$E_s = 210.000{,}00\ N/mm^2$	modulo di elasticità dell'acciaio
$E_{cm} = 30.200{,}00\ N/mm^2$	modulo di elasticità del calcestruzzo

$\alpha_e = Es / E_{cm} = 6{,}95 \approx 7{,}0$

Ai fini della verifica delle tensioni indipendente dal tempo si assume:

$\alpha_e = 15$

c = 50 mm	ricoprimento delle armature
s = 20 cm	interasse delle barre di armatura

La verifica condotta nelle usuali ipotesi di comportamento lineare dei materiali e trascurando la resistenza a trazione del calcestruzzo evidenzia:

$x = 12{,}39$ cm
$\sigma_c = 3{,}88$ N/mm^2
$\sigma_s = 148{,}55$ N/mm^2

Ai fini del controllo del rispetto del limite di apertura delle fessure si esegue il calcolo riportato qui appresso:
distanza massima fra le fessure:
$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \varphi/\rho_{eff}$
Ove:
$\rho_{eff} = A_s/A_{c,eff} = 7{,}70 / [100 \times 2{,}5 \times (50 - 44)] = 0{,}0118$
quindi con i coefficienti riportati nelle Istruzioni per l'applicazione delle norme si ha:
$\Delta_{smax} = 3{,}4 \times 50 + 0{,}8 \times 0{,}5 \times 0{,}425 \times 15 / 0{,}0118 = 170 + 216 = 386$ mm

La deformazione unitaria media delle barre risulta inferiore al valore limite indicato dalle Istruzioni citate, per cui si adotta tale valore, ovvero:
$\varepsilon_{sm} \geq 0{,}6\ \sigma_s / E_s = 0{,}6 \times 148{,}55 / 210.000{,}00 = 0{,}000424$

Risulta quindi:
$wd = \varepsilon_{sm}\ \Delta_{smax} = 0{,}16$ mm $< w_1 = 0{,}4$ mm

6.6. Conformazione dei giunti di dilatazione

La definizione della campitura di tali giunti è strettamente correlata con l'entità dei movimenti indotti dalle variazioni termiche.

Si tratta di giunti aventi larghezza massima 5 ÷ 6 mm circa e costituiscono una interruzione che interessa l'intero spessore delle lastre in c.a.; sono, riempiti di materiale a basso modulo elastico e normalmente "organizzati" in modo da consentire per i carichi lo-

calizzati applicati nella fascia di giunto la ripartizione fra le due lastre che si affacciano sul giunto stesso.

Una piastra di lunghezza L soggetta a una escursione termica media (a livello baricentrico) pari a ΔT varia la sua lunghezza della quantità:
$\Delta L = \alpha \cdot L \cdot \Delta T$

Si fa per cautela astrazione dalla forza di trattenimento prodotta dall'attrito del peso sullo strato sottostante.

Con una lunghezza L di riferimento pari a 21,00 m circa e nella ipotesi di considerare una variazione termica di 10 °C, che la normativa vigente indica per strutture in c.a. protette, si ha:
$\Delta L = \alpha \cdot L \cdot \Delta T = 10^{-5} \cdot 21000 \cdot 10 = 2{,}1$ mm

E' da tenere presente che una variazione termica in aumento produce una riduzione dell'ampiezza libera fra le lastre che si affacciano sul giunto, con il pericolo che il materiale interposto, soggetto a pressioni elevate, fuoriesca dal giunto stesso. E' pertanto necessario che l'ampiezza della distanza netta effettiva sia maggiore del valore che si trova per contrazione con un margine almeno del 25%.

Si assume per il giunto in oggetto una larghezza effettiva massima pari a 5 mm, per cui si ha il rapporto:
$\Delta L = 2{,}1$ mm ($< 0.8 \times \Delta_{max} = 0{,}8 \times 5{,}0 = 4{,}0$ mm)
Ampiezza del giunto = 5,0 mm ($> 2{,}1 \times 1{,}25 = 2{,}6$ mm.

6.7. Conformazione dei giunti di contrazione

I giunti di contrazione vengono definiti con riferimento all'ingobbimento delle lastre indotto dalle variazioni termiche differenziali fra la superficie superiore e quella inferiore delle lastre, nonché dal relativo ritiro igrometrico ad esse riferito.

I giunti di contrazione sono caratterizzati dal fatto di interessare solamente una parte (all'incirca 1/4-1/5) dello spessore della pavimentazione; sono realizzati "tagliando" superficialmente con un disco abrasivo o diamantato il calcestruzzo non appena lo stesso risulta pedonabile, in modo da formare i riquadri con dimensioni 4,00 m x 4,50 m circa, già indicati in premessa.

Il taglio realizza un indebolimento della pavimentazione, dunque una zona di localizzazione preferenziale di una fessura e quindi di possibile rotazione della lastra; questo consente di controllare pertanto che le deformazioni indotte rientrino nella classe di planarità desiderata.

Secondo la UNI 1146 la distanza minima tra due giunti di contrazione successivi può essere calcolata in funzione dello spessore h della pavimentazione con la formula
Lgs = 18 h + 100
Ove h è espresso in cm.
Con uno spessore medio di 25 cm si ha:
Lgs = 550 cm (> 450 cm)

6.8. Classe di planarità della pavimentazione

I fattori che intervengono nella definizione della planarità della pavimentazione sono il valore della deformazione massima, che è in funzione della destinazione d'uso e che dipende dalla curvatura indotta per variazione termica differenziale e per ritiro igrometrico.

6.8.1. Deformazione massima

La deformazione massima consentita deriva dalla classe di planarità della pavimentazione, così come definita dalla norma UNI 11146, nella quale essa viene descritta come "...lo stato di una superficie piana che non presenta irregolarità, sia convesse che concave..".

Secondo la classe di planarità A è consentita una deformazione massima di 3 mm riferita ad una distanza di 2 m.

Ai fini della schematizzazione matematica i valori suddetti possono essere intesi come il valore della freccia massima riferita alla distanza intesa come corda di un segmento circolare; si ha pertanto la formulazione:
$f/d = 3/2000 = 0{,}0015$

6.8.2. Curvatura

Se pensiamo ad una deformazione con andamento circolare di raggio R, è noto che il valore della freccia, indicata con f, riferito alla corda, indicata con d, vale:
$f = (d/2)^2 / 2R = d^2 / 8R$
ovvero:
$f / d = d / 8R = d/8 \times 1/R$

La curvatura (1/R) di una piastra di spessore h presenta i seguenti valori:
per variazione termica differenziale $1/R = \alpha \cdot \Delta T_{si} / h$
Ove:
$\alpha = 1 \cdot 10^{-5}$ /°C coefficiente di dilatazione lineare
$\Delta T_{si} = (T_{sup} - T_{inf})$ differenza tra le temperature della superficie superiore (esposta) e inferiore (protetta) della piastra

Trattandosi di struttura protetta si può ipotizzare che la differenza di temperatura fra la superficie superiore e la superficie inferiore sia pari a 10 °C, per cui con uno spessore h complessivo pari a 250 mm si ha:
$1/R = \alpha \cdot \Delta T_{si} / h = 10^{-5} \cdot 10 / 250 = 0{,}4 \cdot 10^{-6}$

per ritiro igrometrico $1/R = \Delta\varepsilon_{si} / h$

Le deformazioni indotte da ritiro dipendono da molti fattori, tra i quali si citano il rapporto inerte/cemento, il contenuto d'acqua e di cemento della miscela, l'estensione della

superficie dell'elemento esposta all'aria, l'umidità ambientale ecc. I valori di riferimento sono riportati nella normativa vigente, alla quale si rimanda. A tale riguardo si precisa che, essendo le pavimentazioni strutture con elevata superficie esposta all'aria, la norma UNI suggerisce per ambienti interni di assumere valori di deformazione di ritiro non minori dello 0,4‰. Si ha quindi:
$1/R = 4 \cdot 10^{-4} / 250 = 1,6 \cdot 10^{-6}$

6.8.3. Distanza massima tra due giunti

Nel locale officina è possibile realizzare una pavimentazione in calcestruzzo con larghezza complessiva pari a 17,86 m. Di conseguenza in direzione trasversale è possibile una suddivisione in quattro riquadri con dimensione pari a 4,465 m; in direzione longitudinale si è scelta invece una suddivisione scandita su un modulo di 4,00 m, che si accorda bene con la scansione delle campate strutturali pari a 6,00 m.
Ne deriva che la diagonale di un singolo riquadro è lunga 5,995 m, è quindi su questa diagonale che facciamo ora il controllo del rispetto del limite imposto per la planarità.

In base a quanto esposto in precedenza deve essere:
$f / d = d / 8R = d/8 \times 1/R$
ove, tenendo conto di variazioni termiche e di ritiro si ha:
$\sum 1/R = 0,4 \cdot 10^{-6} + 1,6 \cdot 10^{-6} = 2,0 \cdot 10^{-6}$
Ne deriva quindi:
$f / d = (5995 / 8) \times 2,0 \cdot 10^{-6} = 1,5\ 10^{-3} = 0,0015$

Viene quindi rispettato il valore imposto, per cui la campitura adottata risulta corretta.

7. AREA DI ACCESSO AL GATE

Le verifiche condotte per l'area di accesso al gate sono verifiche a fatica, in quanto, come già visto, risultano più gravose per la struttura rispetto a quelle statiche.
Per queste verifiche è stato utilizzato lo stesso modello HIPAVE impiegato per le verifiche a fatica della pavimentazione del Terminal Container, quindi si rimanda al paragrafo 2.5 per ulteriori dettagli sul modello di calcolo e sulle leggi di fatica utilizzate dal modello.

La tipologia di pavimentazione per quest'area è stata scelta in analogia con le tipologie contenute nel progetto del sovrappasso; in particolare si è fatto riferimento alla sezione su rilevato, avente le caratteristiche descritte nella figura seguente:

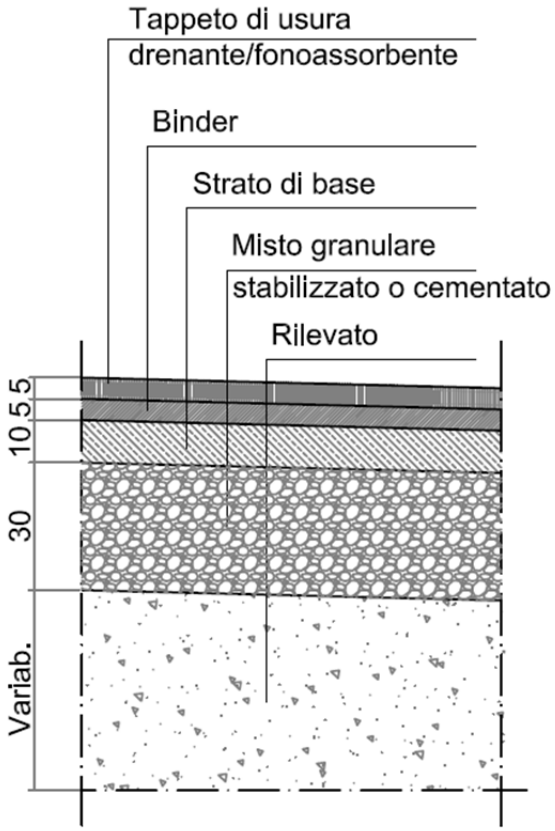


FIG. 7.1 - SEZIONE TIPO PAVIMENTAZIONE DEL SOVRAPPASSO TRA MURI

Questa sezione è stata verificata con riferimento ai carichi attesi nell'area del gate, come di seguito mostrato.

7.1. Condizioni di carico esaminate

Le condizioni di carico utilizzate per le verifiche a fatica sono state determinate sulla base delle caratteristiche dei mezzi in arrivo/partenza attraverso l'area del gate, e del numero di passaggi atteso in quest'area durante la vita utile della pavimentazione, pari a 50 anni, per ciascuna tipologia di mezzo. Questi elementi sono descritti nei paragrafi che seguono.

7.1.1. Tipologia di mezzi utilizzati per il carico/scarico dei container

Il traffico in arrivo/partenza attraverso il gate appartiene alla tipologia definita "traffico lato terra (landside traffic)", costituita da camion (in grado da trasportare sia container da 20 che da 40 piedi) e da tractor trailers che movimentano carrelli di tipo ferroviario (da 20 piedi).

Come già spiegato, il modello per il calcolo a fatica delle pavimentazioni utilizza la reale distribuzione dei carichi invece degli assi equivalenti, perché schematizza le reali caratteristiche dei mezzi che transitano sulla pavimentazione. Per la tipologia di traffico del gate è stato selezionato, come mezzo rappresentativo, un tractor trailer del modello Kalmar Ottawa 50 (4 x 2) off-road, le cui caratteristiche in termini di massimo carico trasportato e di massimo carico trasmesso per ruota sono molto simili a quelle ipotizzate per i mezzi in transito nel gate.

Per il Tractor Trailer del tipo sopra specificato, la distribuzione dei carichi sugli assi, nelle varie condizioni di carico, varia secondo la Tab. 7.1 sotto riportata, ed il grafico mostrato nella seguente Fig. 7.2.

TAB. 7.1 - AREA DEL GATE: CARATTERISTICHE DEL TRACTOR TRAILER KALMAR OTTAWA 50 (4 X 2)

component	tyre pressure	axle load (Load case 1)	axle load (Load case 2)	number of wheels
1	1.0	32.0	90.5	4
2	1.0	36.0	22.5	2



FIG. 7.2 - AREA DEL GATE: DISTRIBUZIONE DEI CARICHI SUGLI ASSI ANTERIORE E POSTERIORE DEL TRACTOR TRAILER (KALMAR OTTAWA 50 4 X 2), IN FUNZIONE DEL CARICO DEL CONTAINER TRASPORTATO

Come si vede dal grafico, a pieno carico alle ruote dell'asse anteriore viene trasmesso un carico pari a 49.34/8 = 6.17 tonnellate, mentre alle ruote posteriori (del trailer) viene trasmesso un carico pari a 19.36/4=4.84 tonnellate.

Quando il mezzo è scarico, l'asse anteriore trasmette un carico per ruota pari a 9.18/8=1.15 t, mentre l'asse posteriore trasmette un carico per ruota pari a 5.72/4=1.43 t.

Questi carichi sono poi incrementati attraverso un coefficiente dinamico, che tiene conto delle sollecitazioni dinamiche che trasmetteranno sulla pavimentazione per via delle loro modalità operative. Infatti i mezzi in transito dovranno accodarsi nell'area antistante il gate, quindi indirizzarsi verso la corsia che di volta in volta si renderà disponibile, e nel fare questo dovranno eseguire manovre di sterzata da fermi, accelerazioni, decelerazioni, frenate. A ciascuna di queste azioni corrisponde un coefficiente di incremento dinamico del carico, calcolabile attraverso la seguente tabella (tratta dal manuale dell'Interpave):

TAB. 7.2 - COEFFICIENTI DI INCREMENTO DINAMICO DEI CARICHI, SECONDO MANUALE INTERPAVE

Condition	Plant Type	fd
Braking	Reach Stacker/Front Lift Truck	±30%
	Straddle Carrier	±50%
	Side Lift Truck	±20%
	Tractor and Trailer	±10%
	Rubber Tyred Gantry Crane (RTG)*	±10%
Cornering	Reach Stacker/Front Lift Truck	40%
	Straddle Carrier	60%
	Side Lift Truck	30%
	Tractor and Trailer	30%
	Rubber Tyred Gantry Crane (RTG)*	zero
Acceleration	Reach Stacker/Front Lift Truck	10%
	Straddle Carrier	10%
	Side Lift Truck	10%
	Tractor and Trailer	10%
	Rubber Tyred Gantry Crane (RTG)*	±5%
Uneven Surface	Reach Stacker/Front Lift Truck	20%
	Straddle Carrier	20%
	Side Lift Truck	20%
	Tractor and Trailer	20%
	Rubber Tyred Gantry Crane (RTG)*	±10%

Considerando l'incremento per accelerazione o decelerazione (10%), quello per sterzata (30%) e quello dovuto ad irregolarità della superficie(20%), si ottiene, nel peggiore dei casi, un incremento complessivo pari al 60%, quindi nei calcoli è stato introdotto un coefficiente dinamico pari a 1.6

7.1.2. Definizione del numero di passaggi

Tutti i flussi sia in ingresso che in uscita vengono smistati attraverso il Gate; quindi attraverso il gate passeranno i 2.53E+07 mezzi diretti al grid di accesso al blocco A1 ed anche i 2.53E+07 mezzi che attraverso le corsie dell'area B raggiungono il grid di accesso al blocco B1, quindi in totale passeranno 5.06E+07 mezzi.

Questo numero deve poi essere ripartito nel numero di corsie di ingresso/uscita, che è pari a 15.

Cautelativamente si è fatta l'ipotesi che la distribuzione non sia uniforme, e che le corsie centrali siano più sollecitate rispetto a quelle laterali; alla corsia centrale si è attribuita una percentuale di traffico pari al 30% del traffico totale, quindi pari a
1.52E+07 passaggi

7.2. Materiali e modelli costitutivi impiegati

Il pacchetto della pavimentazione è stato schematizzato come una successione di strati elastici, assunti come isotropi, caratterizzati ciascuno da parametri caratteristici quali:
- il modulo elastico E
- il modulo di Poisson ν
- il criterio di fatica tipico di quel materiale.

7.2.1. Strati in conglomerato bituminoso

Per la schematizzazione degli strati in conglomerato bituminoso (usura di 5 cm, binder di 5 cm e base di 10 cm di spessore) sono state usate le seguenti caratteristiche:

TAB. 7.3 - CARATTERISTICHE DELLO STRATO DI USURA IN C.B.

Materiale	Spessore (cm)	Modulo di elasticità E (MPa)	Modulo di Poisson ν
Conglomerato bituminoso	var	2000	0.4

Il criterio di fatica utilizzato dal modello per i conglomerati bituminosi è quello rappresentato dalla relazione di Shell:

$$N = \left[\frac{6918(0.856V_B + 1.08)}{S_{mix}^{0.36}\mu\epsilon}\right]^5$$

in cui:
$\mu\varepsilon$= massima deformazione di trazione, in microstrain
Smix = rigidezza del conglomerat, in MPa
VB= volume di legante nel conglomerato (%)

7.2.2. Strato di fondazione legata a cemento

Per lo strato di base è stato considerato un misto cementato, avente le seguenti caratteristiche:

TAB. 7.4 - CARATTERISTICHE STRATO DI BASE IN MISTO CEMENTATO

Materiale	Spessore (cm)	Modulo elasticità Ev (Mpa)	Modulo di Poisson ν
Misto cementato	30	2000	0.2

La formula di fatica per questo materiale è la seguente:

$$N = \left[\frac{0.000442}{\varepsilon}\right]^{12}$$

7.2.3. Sottofondo

Il sottofondo verrà realizzata in tout venant. Il modulo elastico del tout venant è stato dedotto dalle prove di carico statiche su piastra eseguite in settembre 2012, dalle quali è risultato un modulo E=65 MPa. Nel modello elastico lineare utilizzato per la verifica a fatica è stato utilizzato un modulo resiliente pari a 100 MPa, per tenere conto dell'incremento di modulo che sarà ottenuto attraverso la compattazione del tout venant negli strati superficiali su cui sarà realizzata la pavimentazione (non ancora eseguita all'epoca delle prove su piastra), ma usando un valore cautelativo, che dovrà comunque essere verificato in fase di realizzazione dell'opera. Le caratteristiche del materiale di sottofondo sono dunque le seguenti:

TAB. 7.5 - CARATTERISTICHE DEL TOUT VENANT USATO NEL SOTTOFONDO

Materiale	Spessore (cm)	Modulo di elasticità E (MPa)	Modulo di Poisson ν
Tout venant	var.	100	0.27

7.3. Sintesi dei risultati

Le verifiche a fatica sono state condotte con l'ausilio del modello HIPAVE, utilizzando i parametri sinora descritti e con riferimento al pacchetto mostrato in Fig. 7.1. I dati di input sono mostrati nella seguente Fig. 7.3, mentre i risultati ottenuti sono mostrati nella Fig. 7.4.

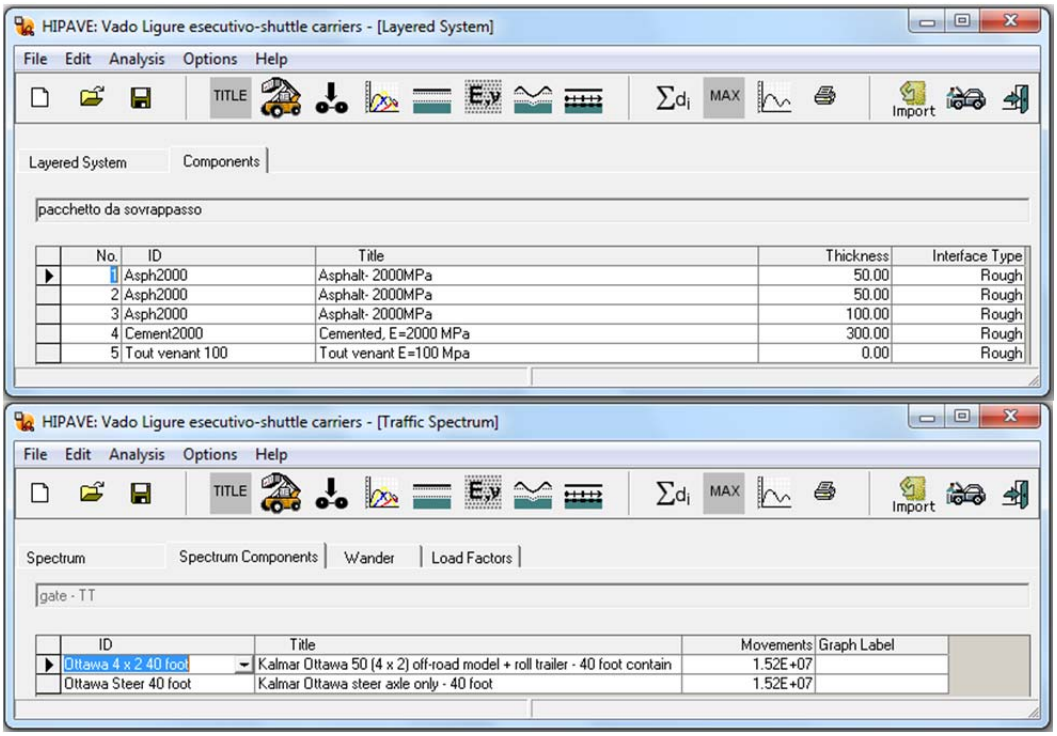


FIG. 7.3 - SEZIONE TIPO AREA DEL GATE: DATI DI INPUT PER IL MODELLO HIPAVE

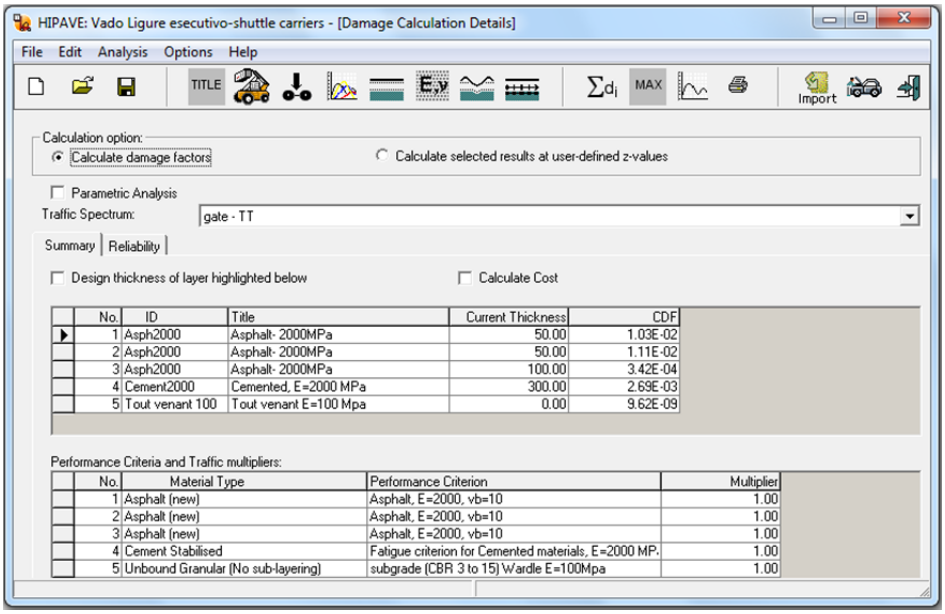


FIG. 7.4 - SEZIONE TIPO AREA DEL GATE: DATI DI OUTPUT PER IL MODELLO HIPAVE

Dall'analisi risulta che il CDF (fattore di danneggiamento) è nettamente inferiore ad 1 per tutti gli strati considerati, il che significa che la pavimentazione è in grado di resistere ai carichi assegnati, per tutta la vita utile ipotizzata.

8. CONCLUSIONI

Il Progetto Esecutivo della pavimentazione della piattaforma ha mantenuto invariate le tipologie individuate nell'ambito del Progetto Definitivo nella maggior parte delle aree, salvo adeguare gli spessori ove necessario, e ottimizzare le caratteristiche fisico meccaniche dei materiali, in funzione dei carichi effettivamente attesi.

Fanno eccezione l'area del gate e la banchina rinfuse, ove sono stati introdotti pacchetti in conglomerato bituminoso, che non erano previsti nel Progetto Definitivo.

Le principali differenze tra Progetto Definitivo ed Esecutivo sono illustrate nel seguito, con riferimento alle aree funzionali della piattaforma.

Terminal container

Nel Progetto Esecutivo sono state individuate aree omogenee, in funzione della distribuzione dei flussi di traffico sulla piattaforma; gli spessori degli strati sono stati conseguentemente calibrati, differenziando quindi i pacchetti nelle varie zone di manovra del terminal container.

Per ulteriori dettagli sui pacchetti specifici adottati nelle diverse aree si rimanda agli elaborati grafici: "MI0102-PV-G-Z-D-081-00.dwg" e "MI0102-PV-G-Z-D-082-00.dwg".

Questi pacchetti sono stati verificati sia a fatica che con verifiche statiche di deformazione e di rottura, come illustrato nei par. 2.5 e 2.6. Le analisi illustrate si ritengono significative al fine di caratterizzare le risposte alle sollecitazioni dei pacchetti proposti, pur presentando ovviamente dei limiti legati alle modellazioni. In particolare, i materiali non legati, utilizzati come strati di base in analisi di tipo lineare, presentano sempre moderate tensioni di trazione, non realistiche ma tollerate in quanto ridotte rispetto alle compressioni verticali. Inoltre, i materiali legati a cemento risultano in stato fessurato sia nelle analisi lineari (in cui è leggibile l'eccesso di trazione rispetto alla resistenza) sia in quelle non lineari (in cui si presenta una fessurazione diffusa); tali fessurazioni si

ritengono comunque accettabili dal punto di vista strutturale, e quindi tutte le sezioni proposte nel par.2.3 sono ritenute accettabili dal punto di vista strutturale/statico.

Viste le scadenti caratteristiche ipotizzate per il misto cementato (assimilabili a quelle di un ottimo materiale granulare) nelle modellazioni del Progetto Definitivo, sono state condotte in fase di Progetto Esecutivo anche analisi di tentativo su pacchetti provvisti di uno strato di base costituito soltanto da un buon materiale granulare al di sotto degli autobloccanti. I risultati di tali analisi di tentativo sono quasi sempre accettabili dal punto di vista deformativo, ma non sempre offrono sufficienti garanzie nei confronti del collasso per capacità portante dello strato granulare: le concentrazioni di compressione sono elevate e, in qualche caso (specialmente in area di stoccaggio, dove i carichi sono più elevati), hanno condotto a tagli che nell'intorno del carico e nei primi centimetri al di sotto della sabbia di allettamento, superavano la resistenza a taglio del materiale granulare.

Nonostante quindi i vantaggi che potrebbero venire dall'assenza di materiali legati (oltre al risparmio economico in fase di posa, anche gli eventuali ripristini sarebbero molto più veloci), in tutti i casi si è ritenuto più affidabile il ricorso a pacchetti di pavimentazione provvisti di uno strato di base legato a cemento: ciò offre anche il vantaggio di evitare la dispersione delle acque meteoriche negli strati sottostanti

Per lo strato legato si è preferito quindi fare ricorso ad un misto cementato dotato di ottime caratteristiche meccaniche (C8/10), che si traducono in ottime riserve in termini di resistenza a fatica, in considerazione anche della vita utile richiesta per la pavimentazione, pari a 50 anni. Ciò garantisce un miglior rapporto costi benefici, in quanto, a fronte di un modesto incremento di costo, aumentano in maniera considerevole i margini nei confronti dei cicli di carico previsti.

Per quanto riguarda l'area di stoccaggio, si fa presente che, a fronte della verifica illustrata nella presente relazione (che teneva conto di uno strato di misto cementato di 25 cm), nel progetto si è poi conservativamente inserito uno strato di spessore 30 cm.

Anche in quest'area è stato utilizzato un misto cementato con caratteristiche meccaniche migliori rispetto a quelle ipotizzate nel Progetto Definitivo, pur senza ricorrere al C8/10 previsto nell'area di transito; in ogni caso il materiale scelto offre adeguate garanzie di resistenza nei confronti della possibile rottura a compressione (crushing) sull'estradosso dello strato, provocata dagli elevati carichi indotti dai piedini dei containers (anche se parzialmente diffusi dallo strato in blocchetti di cls).

Infine, si sottolinea che le verifiche contenute nel presente rapporto sono state eseguite utilizzando il valore del modulo statico del tout venant ricavabile dalle prove attualmente disponibili sul materiale non compattato. E' previsto però che tale materiale venga steso con una accurata compattazione per strati, la quale andrà senz'altro a migliorare le sue prestazioni meccaniche. Si prevede che questo potrà comportare limitati miglioramenti alla risposta dei pacchetti delle pavimentazioni, ma non ci si aspettano sostanziali modifiche delle proposte progettuali qui presentate.

Area del gate

Per l'area del gate nel Progetto Definitivo era stato scelto lo stesso pacchetto di pavimentazione (unico) progettato per il Terminal Container, costituito da usura in blocchetti di cls e base in misto cementato.

Nel progetto Esecutivo invece si è preferito utilizzare, per quest'area, una pavimentazione di tipo bituminoso, di caratteristiche analoghe a quella del tratto stradale che ad essa si raccorda (sovrappasso), in considerazione della maggiore facilità di manutenzione delle pavimentazioni bituminose rispetto a quelle in blocchetti di calcestruzzo, e del maggior confort di guida per i mezzi in arrivo.

Questa scelta è resa possibile dal fatto che nell'area del gate si prevede traffico di tipo autostradale, e non è previsto che in quest'area operino mezzi più impattanti sulla pavimentazione (tipo le Reach Stacker), che richiedono una maggiore rigidezza ed una maggiore resistenza ad azioni di tipo torsionale.

Banchina Rinfuse

Nel Progetto Definitivo per questa banchina era stata selezionata una pavimentazione di cls di spessore 25 cm, armato con rete elettrosaldata. Questa tipologia era stata scelta per il fatto che, essendo questa banchina destinata al carico/scarico del carbone, si riteneva che la pavimentazione in cls consentisse un più agevole recupero delle polveri eventualmente sversate durante lo svolgimento di tali operazioni; inoltre si ipotizzava che la movimentazione del carbone in banchina potesse avvenire anche a mezzo di una pala.

Successivamente, sulla base delle informazioni fornite da TRI, che ha concepito un sistema di carico/scarico diverso da quello inizialmente ipotizzato, e che impedisce lo sversamento delle polveri, è stato deciso di utilizzare una pavimentazione di tipo bituminoso; quest'ultima, rispetto a quella in cls, offre una maggiore facilità di manutenzione.

Banchina Petroli

Per questa banchina è stata mantenuta la tipologia prevista nel Progetto Definitivo, che prevedeva lastre in cls armato di spessore pari a 25 cm. Questa tipologia è stata scelta per la sua maggiore resistenza, nell'ipotesi di eventuali sversamenti.

Nel Progetto Esecutivo la pavimentazione in calcestruzzo è stata ottimizzata e lo spessore è stato ridotto a di 18 cm, in analogia con lo spessore dello strato di usura dei pacchetti di pavimentazione nella restante parte della piattaforma.

9. BIBLIOGRAFIA

1. D.M. 14/01/2008 "Norme tecniche per le costruzioni"; Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti; pubblicato sulla G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008
2. ROM 4.1-94 RECOMENDACIONES PARA PROYECTAR Y CONSTRUIR PAVIMENTOS PORTUARIOS
3. AP-T34 - "Tecnichal Basis of the 2004 Austroads Design Procedures for Flexible Overlays on Flexible Pavements, Austroads Inc, 2011.
4. British Standard BS 7533-2001 - "Pavements constructed with clay, natural stone or concrete pavers" - Part 1 (Heavy duty pavements)
5. INTERPAVE - HEAVY DUTY PAVEMENTS "The structural design of heavy duty pavements for ports and other industries", edition 4 - december 2008.
6. United Nations - "Unctad monographs on Port Management - Part 5: Container Terminal Pavement Management" - Geneva, November 1996.
7. ASSOBETON - SEZIONE BLOCCHI E PAVIMENTI "Catalogo per il dimensionamento di pavimentazioni in masselli autobloccanti in calcestruzzo in ambito urbano - Volume 5 Sottofondi"; Milano, Novembre 2005.
8. KNAPTON J. "The structural design of heavy duty pavements"; The Structural Engineer, Volume 76, n. 8, pagg. 153-158; April 1998.
9. KNAPTON J. , "Heavy duty pavements - The structural design of heavy duty pavements for ports and other industries - Edition 4"; published by Interpave; Leicester, December 2007.
10. J. Knapton, "Port and Industrial Pavement Design with Concrete Pavers - a Comprehensive Guide", ICPI (Interlocking Concrete Pavement Institute", may 2012.
11. J. Knapton, "British Ports Association Port and Heavy Duty Pavement Design Manual", 9th International Conference on Concrete Block Paving, Buenos Aires, 2009.
12. M. Abualtayef, R. De Heer, M. Kuroiwa, Y.n Matsubara, A. K. Seif, "Sensitivity Analysis of Heavy Duty Pavement Design for a Container Terminal Area, Case Study: port of Gaza, Palestine", Journal of Applied Sciences 7 (9): 1241-1248, 2007.

13. A. Hassani, A. Jamshidi, "Modeling and Structural Design of a Concrete Block Pavement System", 8th International Conference on Concrete Block Paving, S. Francisco, November 2006.
14. A.A.A. Molenaar (2008) - "Prediction of fatigue cracking in cement treated base courses", The Netherlands, Delft: Delft University of Technology.
15. F. Moghadas Nejad, "A study on Behavior of Block Pavement Using 3D Finite Element Method, 8th International Conference on Concrete Block Paving, S. Francisco, California, November 2006.
16. M. Moenielal, " Concrete Block Pavements in the Port of Rotterdam", 8th International Conference on Concrete Block Paving, S. Francisco, California, November 2006.
17. B. Shackel, "The Development and Application of Mechanistic Design Procedures for Concrete Block Paving", JIPEA World Congress, 2000
18. B Shackel, "Computed aided Design and Analysis of Concrete Segmental Pavements, Proc. Int. Workshop on Interlocking Concrete Pavements, Melbourne, 1986.
19. F. Aslani, R. Jowkarmeimandi (2012) - "Stress strain model for concrete under cyclic loading"- Magazine of Concrete Research, 64 (8), 673-685.
20. N. Meyer, A. Emersleben - "Mechanical behaviour of geocell reinforced solis"- Information and Lectures Congress of the Speciality Section "Synthetic materials in Geotechnics", Munich, February 2005.
21. V. Janoo, L. Irwin, R. Haehnel "Pavement Subgrade Performance Study", US Army Corps of Engineerg ERDC/ITL TR-03-5, March 2003.
22. G. Madhavi Latha - "Design of Geocell Reinforcement for Supporting Embankments on Soft Ground" - 12th International Conference of Internationakl Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics", Goa (India) October 2008.
23. L. Michael K. Abate - Washington State Transportation Center (TRAC), "Concrete paving Blocks: an Overview", Washington State Transportation Commission, November 1993
24. A. Adu-Osei, "Characterization of Unbound Granular Layers in Flexible Pavements", ICAR, Research Report ICAR-502-3, December 2000.
25. Mincad Systems, "Heavy Duty Industrial Pavements Design Guide", March 2007.

26. O. Nunez, "Composite Pavements: A Technical and Economic Analysisi During the Pavement Type Selection Process", M of Sc, Blacksburg, Virginia, December 2007.
27. Wardle L.J., Rodway B. and Rickards I., "Calibration of Advanced Flexible Aircraft Pavement Design Method to S77-1 Method", American Society of Civil Engineers, 2001 Airfield Pavement Specialty Conference, Chicago, Illinois, (Buttlar, W.G. and Naughton, J.E, eds.), pp. 192-201.
28. Wardle L.J., Rodway B., "Development and application of an improved airport pavement design method", 1995)
29. Wardle L.J., Richards I., Hudson K., "Hipave - a Mechanictic design tool for Heavy Duty Industrial Pavements", Proceedings 2005 Coasts and Ports Australasian Conference, Adelaide, Queensland, September 2005.
30. Technital Romania SRL, "Constantia South Container Terminal", Final Report, January 2006.
31. National Cooperative Highway Research Program (NCHRP), "Guide for Mechanistic-Empirical Design of new and rehabilitated pavement structures", Final document, March 2001.
32. Austroads Publication No. AGPT02-12, "Guide to Pavement Technology, Part 2: Pavement Structural Design", 2012.
33. Texas Transportation Institute, "Characterization of unbound granular layers in flexible pavements, Research report ICAR-502-3", The Texas A&M University System, College Station, Texas 77843-3135.
34. Barker W. Brabston W.N., "Development of a structural design procedure for flexible airport pavements", U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS, Sep.75
35. APM Terminals "Vado Ligure Multi-purpose platform - Design Criteria" doc. ref: VADAPMTCIV-CP-RP-001-6.5.1, aprile 2012

10. ALLEGATO DI CALCOLO

Analisi a rottura

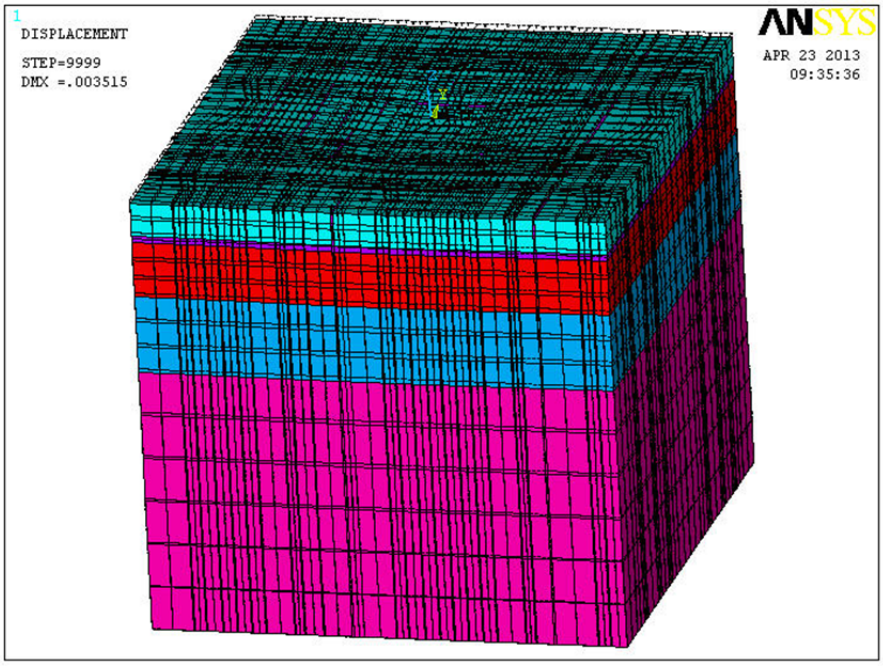


FIG. 10.1 - ANALISI TIPO A N° 1 - DEFORMATA

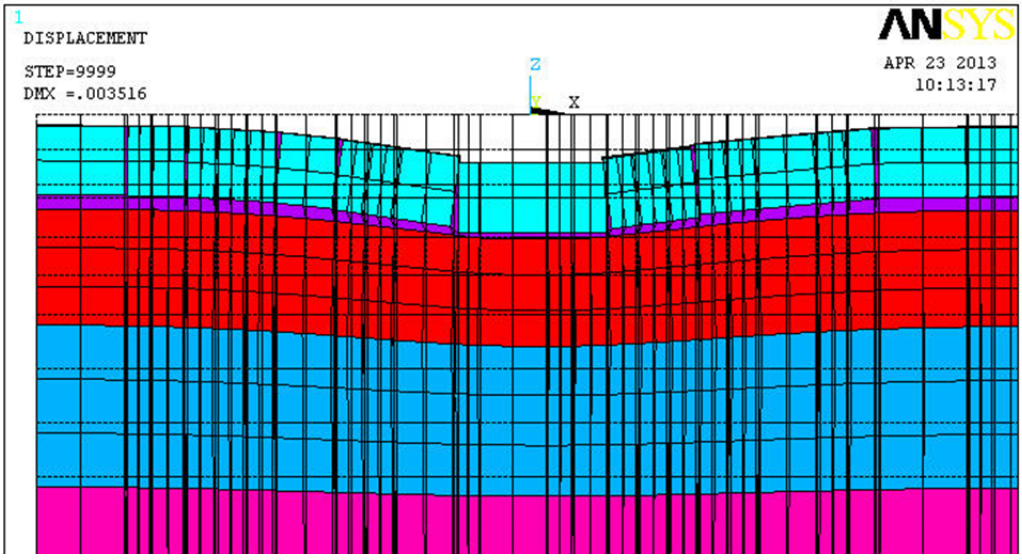


FIG. 10.2 - ANALISI TIPO A N° 1 - SEZIONE VERTICALE DELLA DEFORMATA

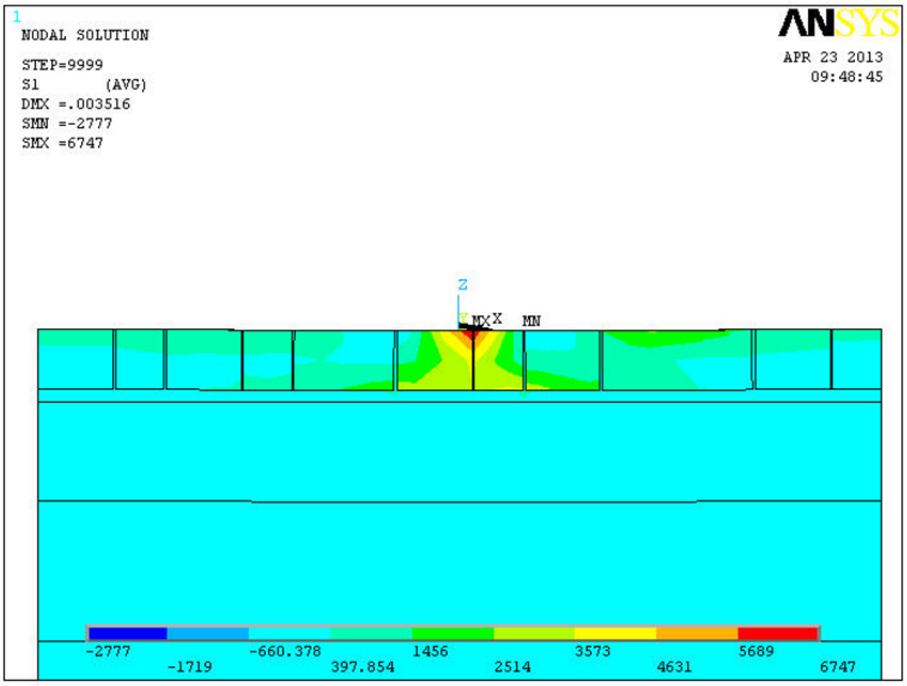


FIG. 10.3 - ANALISI TIPO A N° 1 - TENSIONI PRINCIPALI DI TRAZIONE NEI CBP

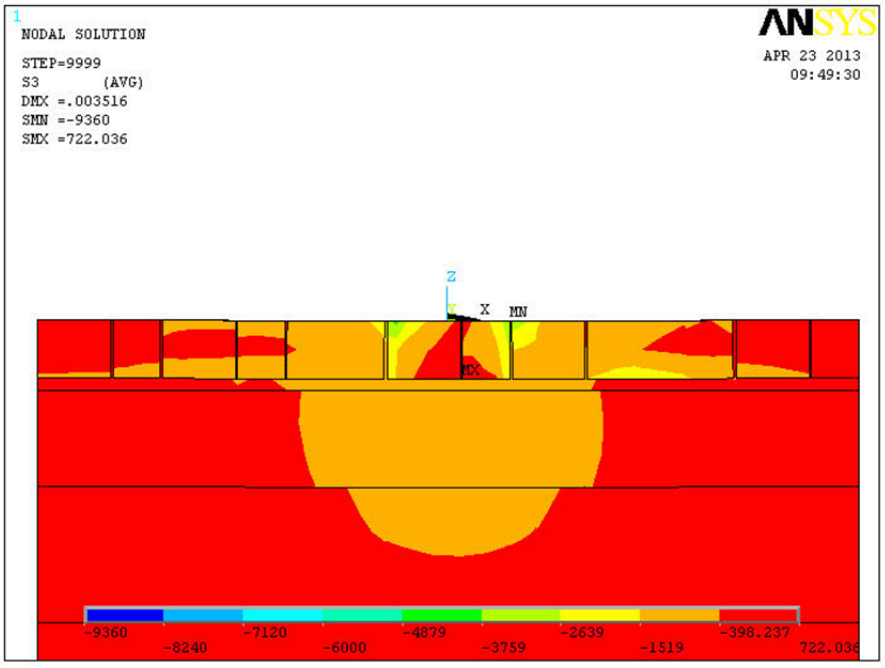


FIG. 10.4 - ANALISI TIPO A N° 1 - TENSIONI PRINCIPALI CI COMPRESSIONE NEI CBP

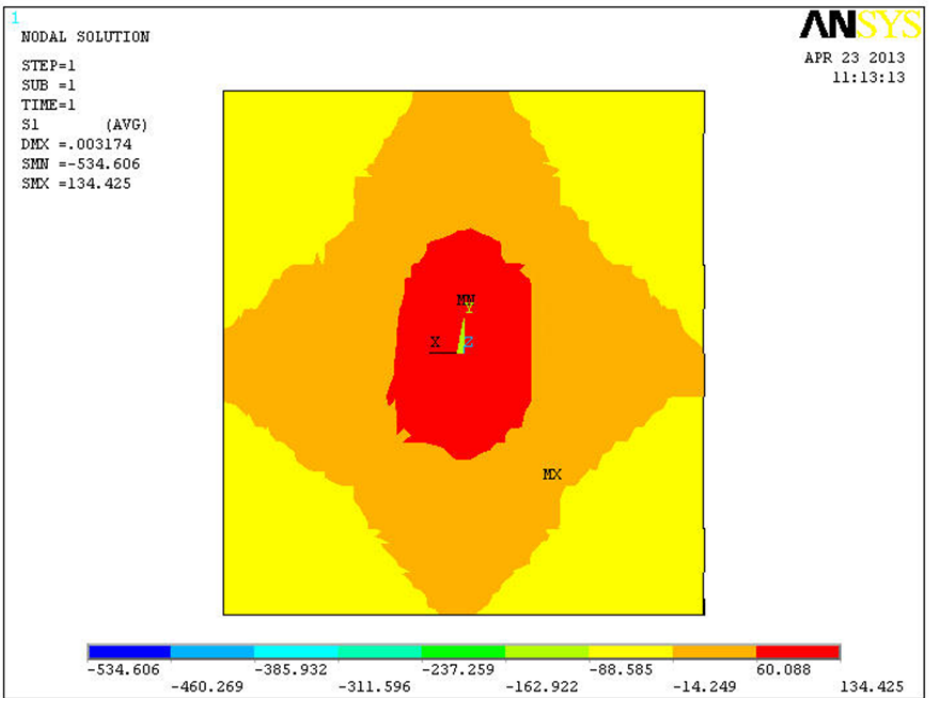


FIG. 10.5 - ANALISI TIPO A N° 1 - TENSIONI PRINCIPALI DI TRAZIONE ALL'INTRADOSSO DEL MISTO CEMENTATO

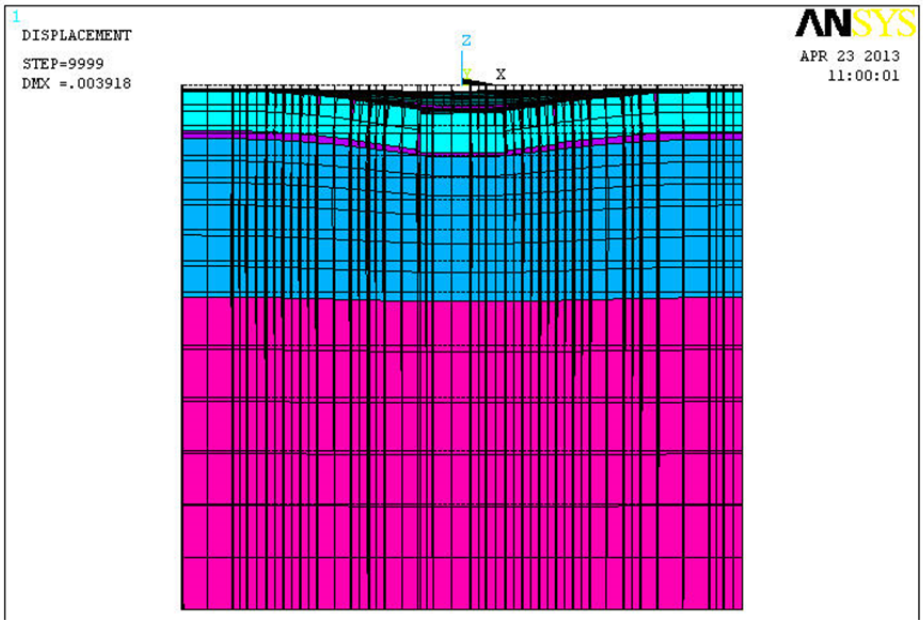


FIG. 10.6 - ANALISI DI TIPO A N° 2 - SEZIONE VERTICALE DEFORMATA

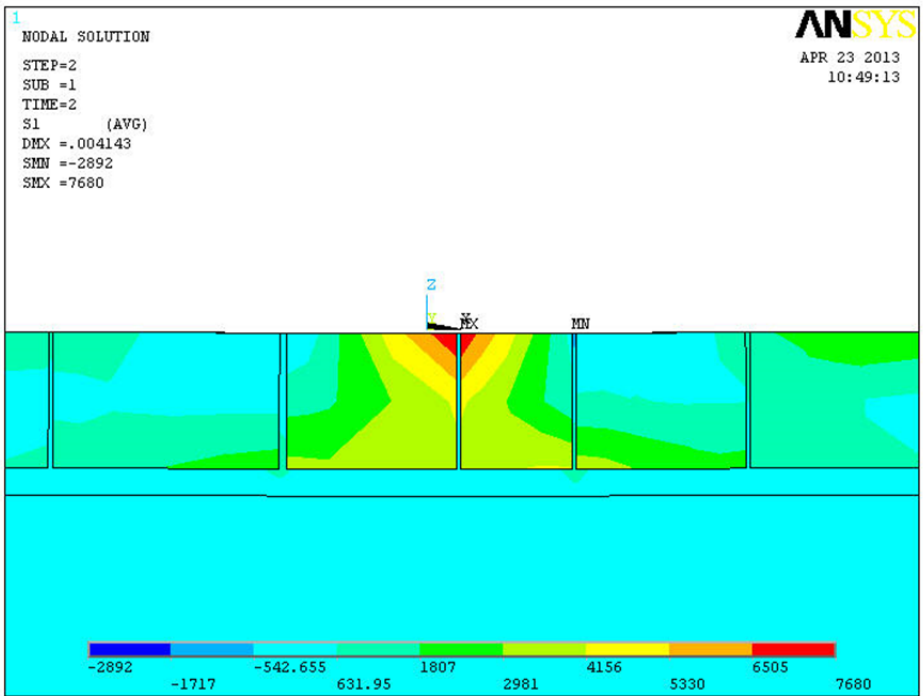


FIG. 10.7 - ANALISI DI TIPO A N° 2 - TENSIONI PRINCIPALI DI TRAZIONE NEI CBP

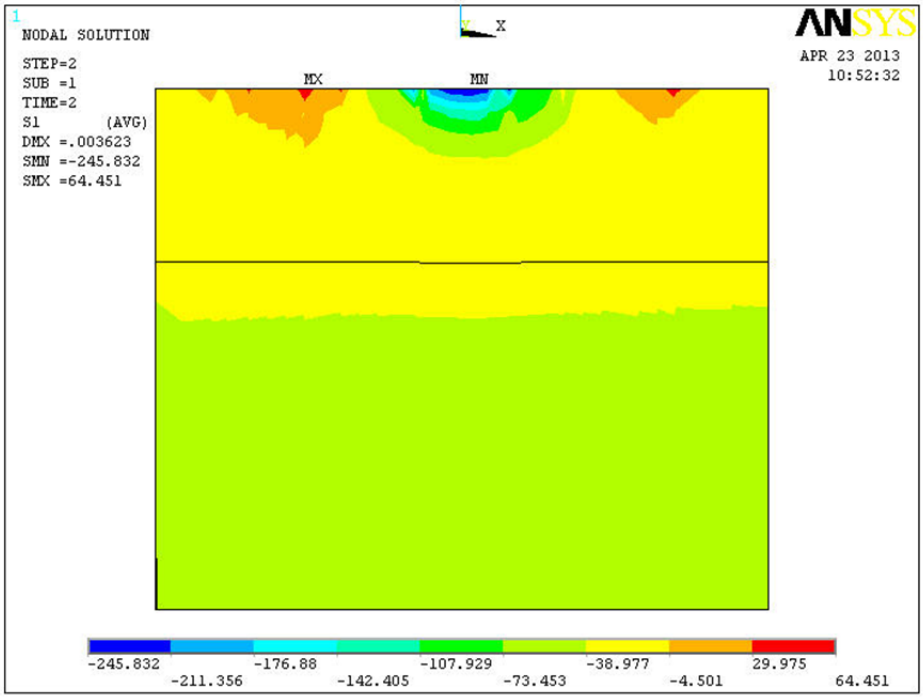


FIG. 10.8 - ANALISI DI TIPO A N° 2 - TENSIONI PRINCIPALI DI TRAZIONE NEI SOTTO-FONDI

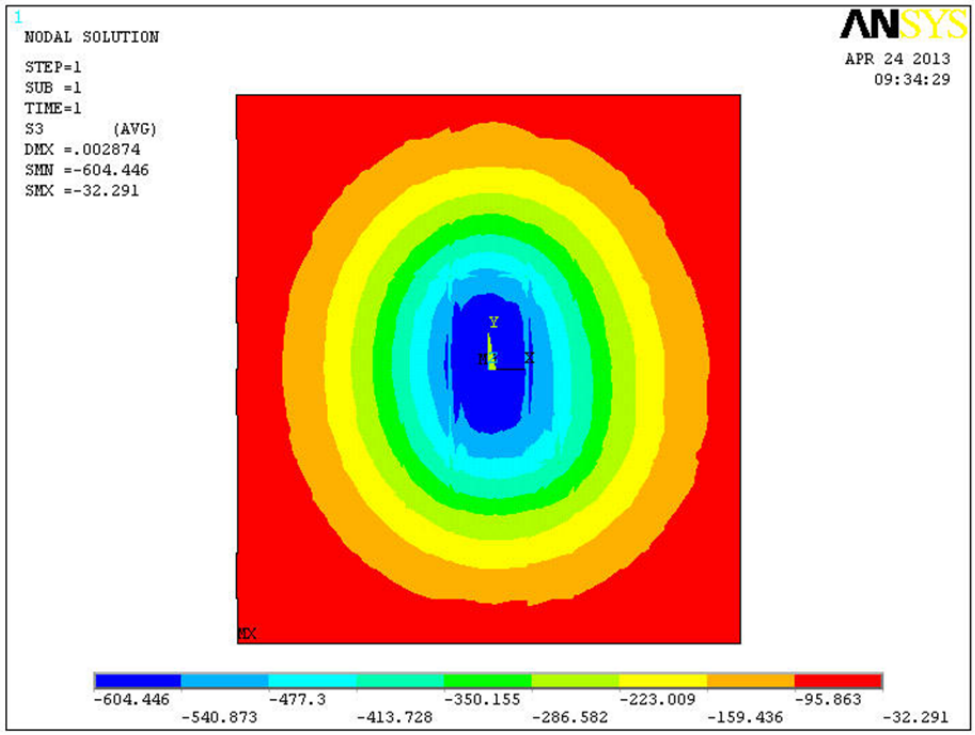


FIG. 10.9 - ANALISI DI TIPO A N° 2 - TENSIONI PRINCIPALI DI COMPRESSIONE NELLO STRATO GRANULARE (16 CM SOTTO LA SABBIA DI ALLETTAMENTO)

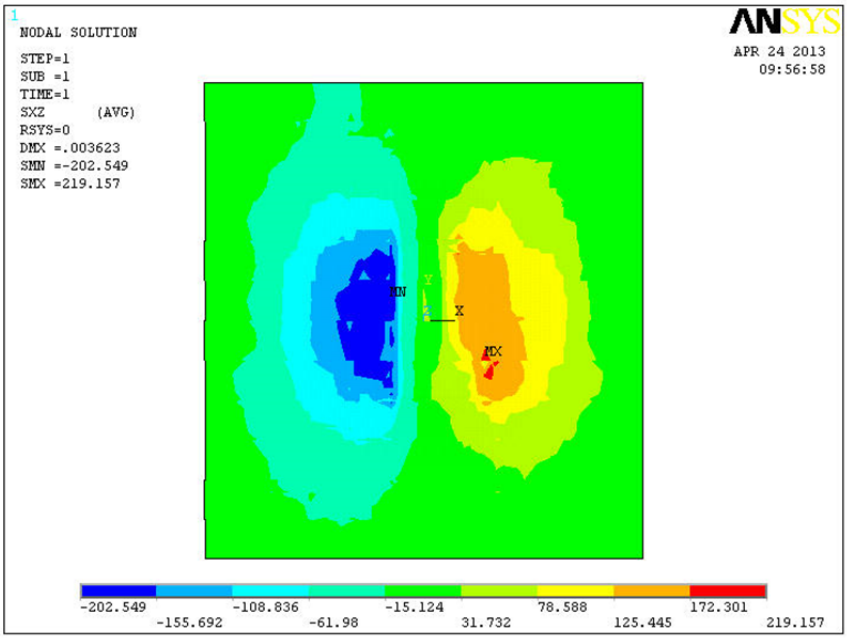


FIG. 10.10 - ANALISI DI TIPO A N° 2 - TAGLI AL DI SOTTO DELLA SABBIA DI ALLETTAMENTO

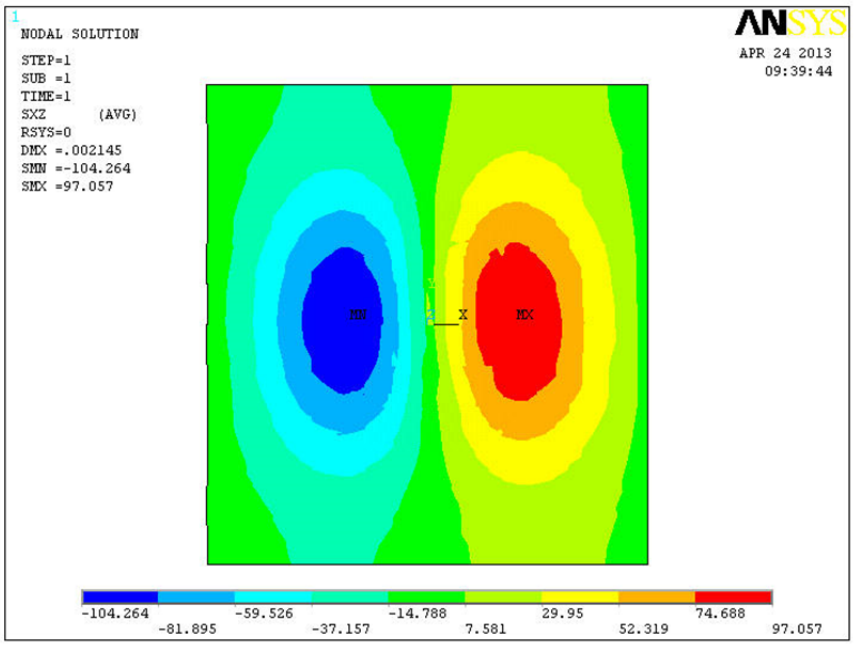


FIG. 10.11 - ANALISI DI TIPO A N° 2 -TAGLI NELLO STRATO GRANULARE (A 25 CM DI PROFONDITA'). SI EVIDENZIA CHE TALI TENSIONI SONO COMPATIBILI

CON IL LIMITE DI ROTTURA A TAGLIO PER UN ANGOLO DI ATTRITO INTERNO DI 40°

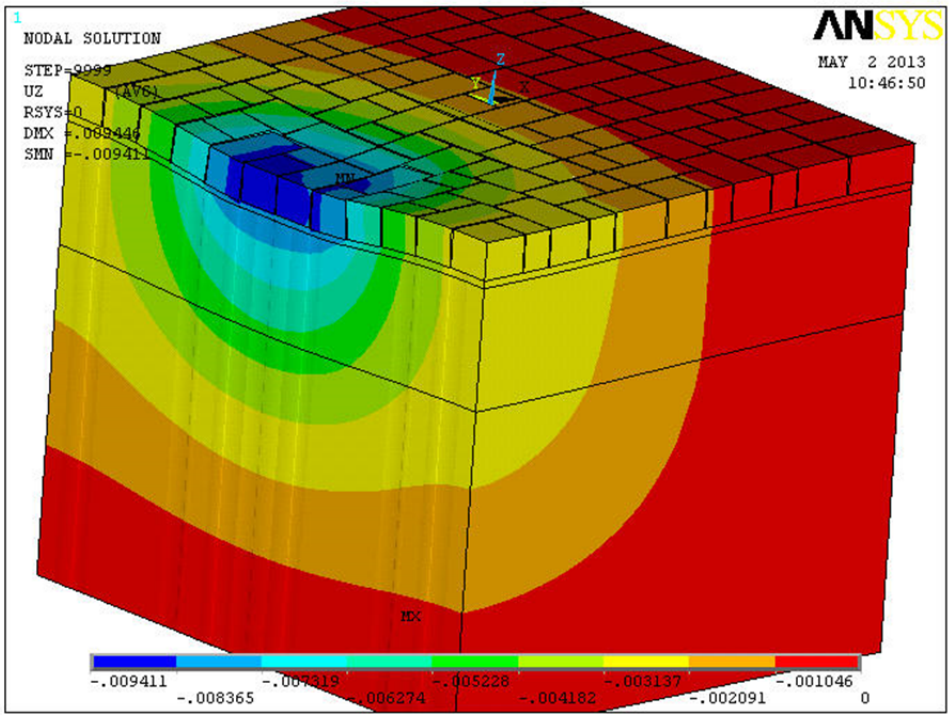


FIG. 10.12 - ANALISI DI TIPO A N° 3 - DEFORMATA (CEDIMENTI)

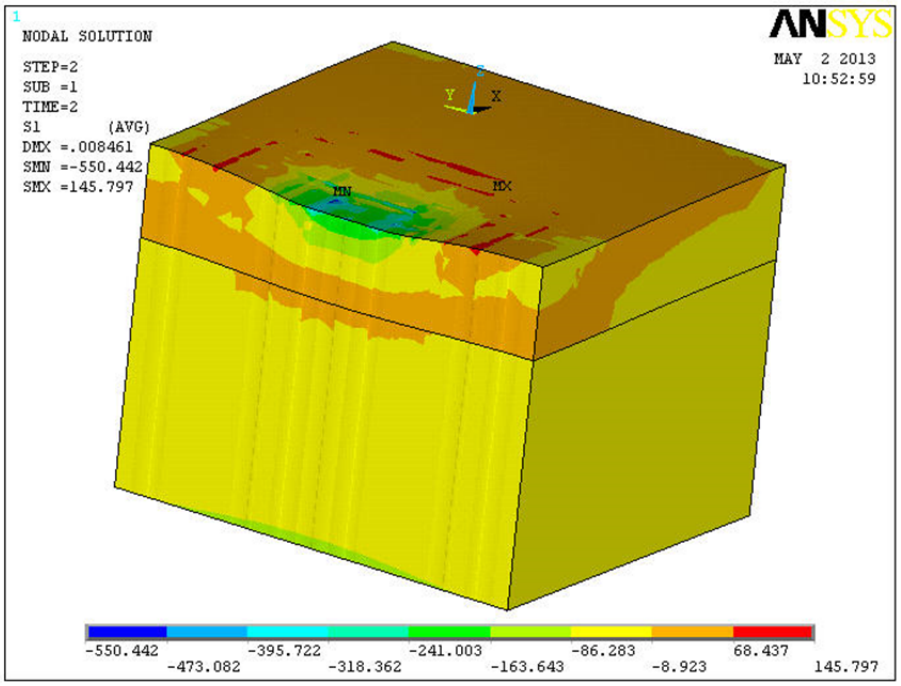


FIG. 10.13 - ANALISI DI TIPO A N° 3 - TENSIONI PRINCIPALI DI TRAZIONE NEL GRANULARE

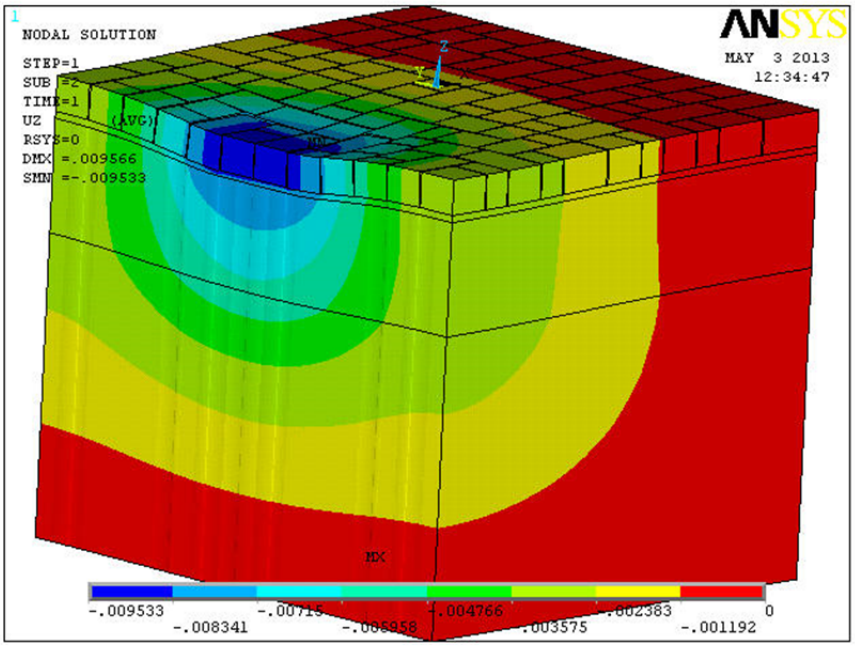


FIG. 10.14 - ANALISI DI TIPO A N° 4 -DEFORMATA (CEDIMENTI)

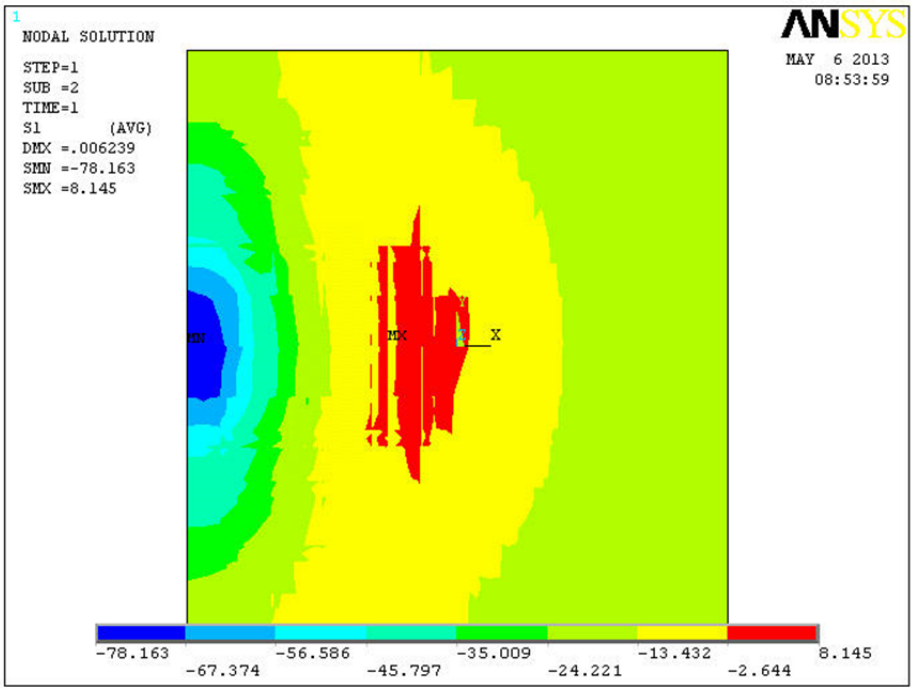


FIG. 10.15 - ANALISI DI TIPO A N° 4 -TENSIONI PRINCIPALI DI TRAZIONE ALL'INTRADOSSO DEL GRANULARE : SI VEDE COME L'ORTOTROPIA ABBIA CONSENTITO DI ABBATTERLE

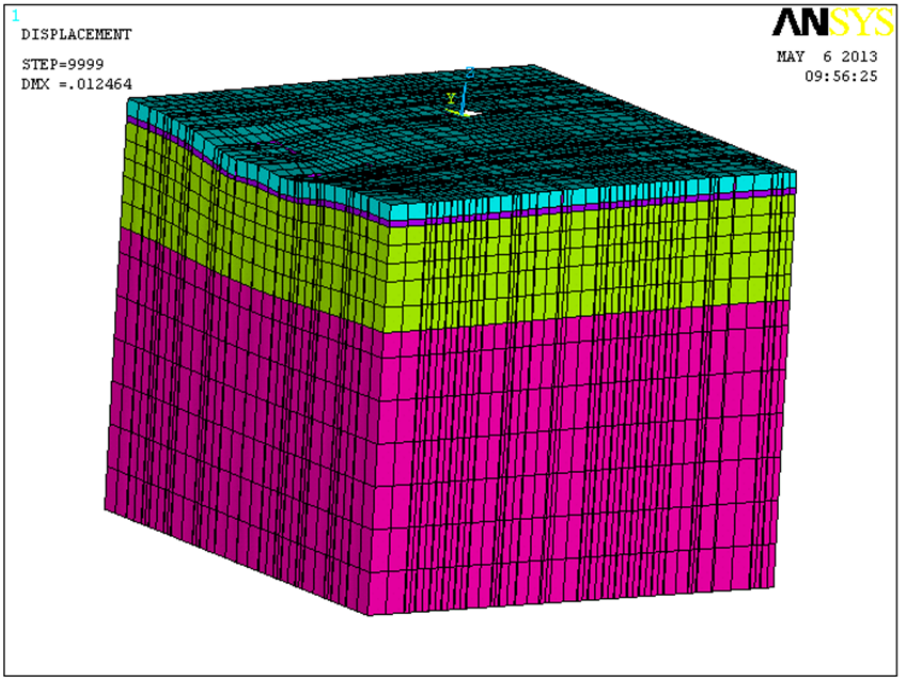


FIG. 10.16 - ANALISI DI TIPO A N° 5 - DEFORMATA: IL CEDIMENTO E' ECCESSIVO

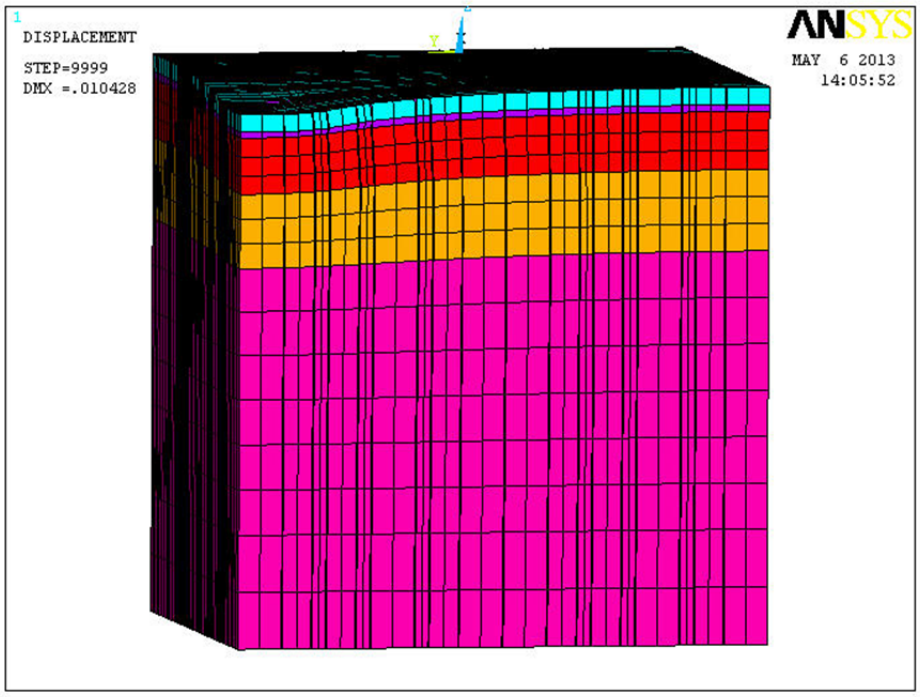


FIG. 10.17 - ANALISI DI TIPO A N° 6 - DEFORMATA: IL CEDIMENTO E' ECCESSIVO

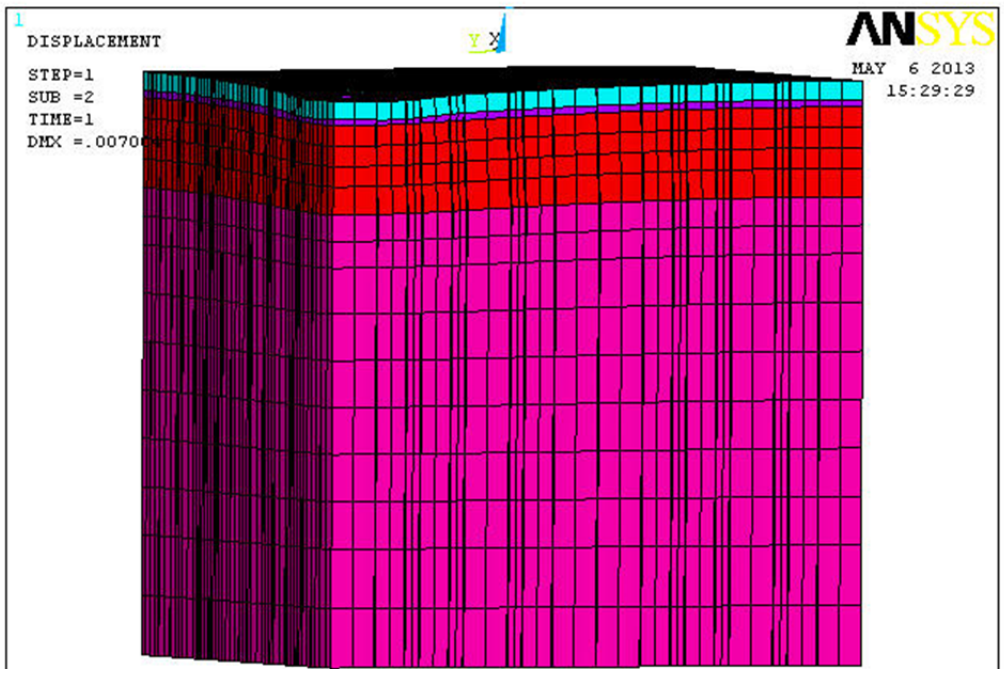


FIG. 10.18 - ANALISI DI TIPO A N° 9 - DEFORMATA (CON P. PROPRIO)

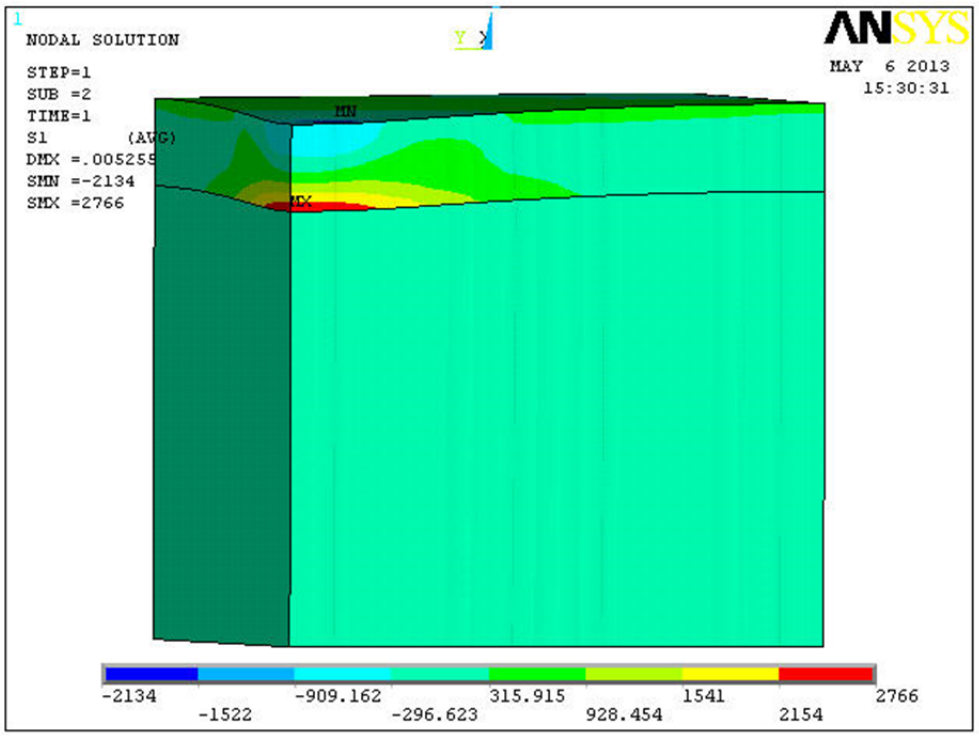


FIG. 10.19 - ANALISI DI TIPO A N° 9 -TENSIONI PRINC. DI TRAZIONE NELLO STRATO DI BASE

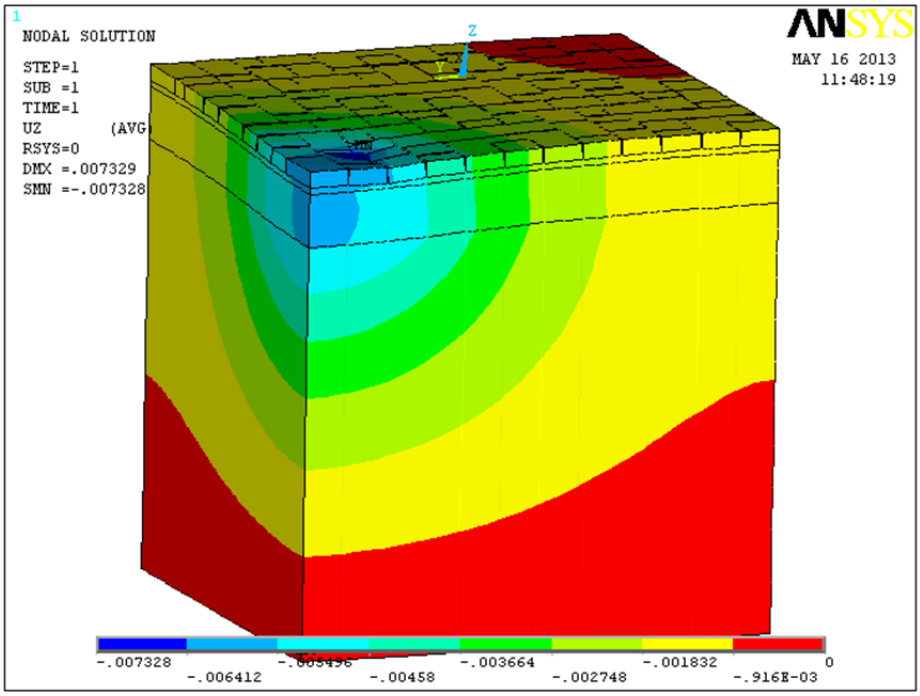


FIG. 10.20 - ANALISI DI TIPO A N° 10 - CEDIMENTI VERTICALI

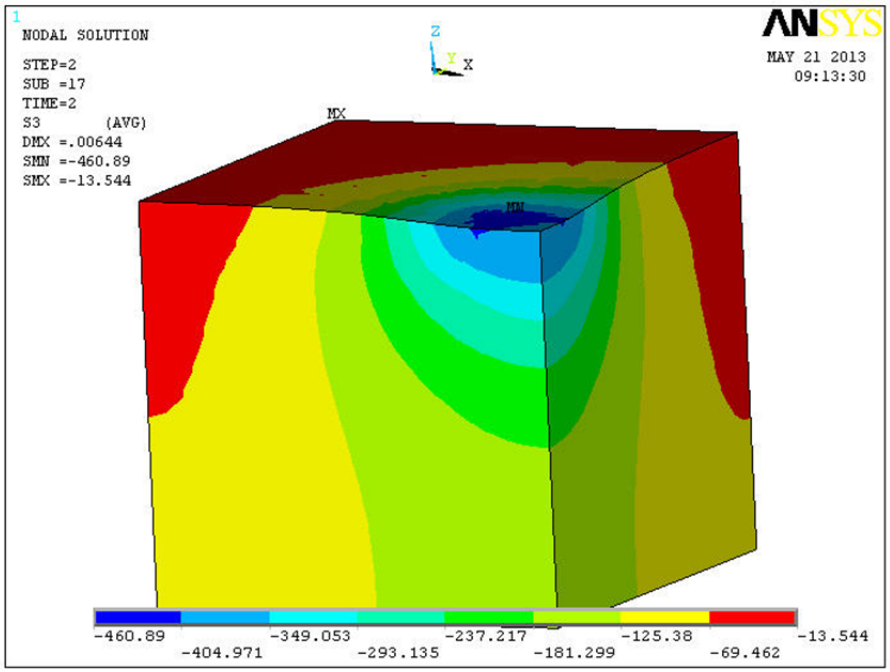


FIG. 10.21 - ANALISI DI TIPO A N° 10 -TENSIONI PRINCIPALI DI COMPRESSIONE SULLO STRATO IN TOUT VENANT

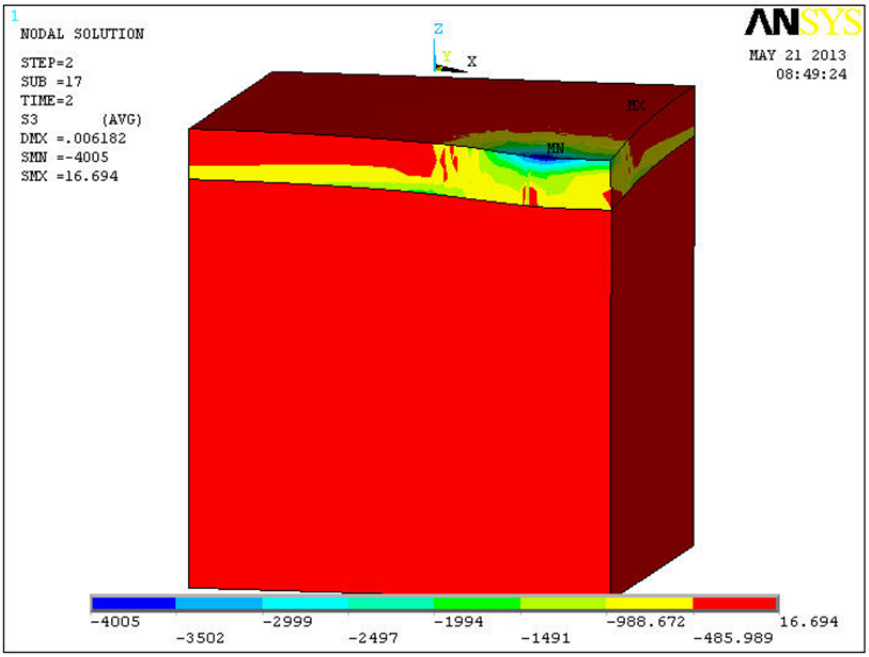


FIG. 10.22 - ANALISI DI TIPO A N° 10 -TENSIONI PRINCIPALI DI COMPRESSIONE NELLO STRATO DI BASE

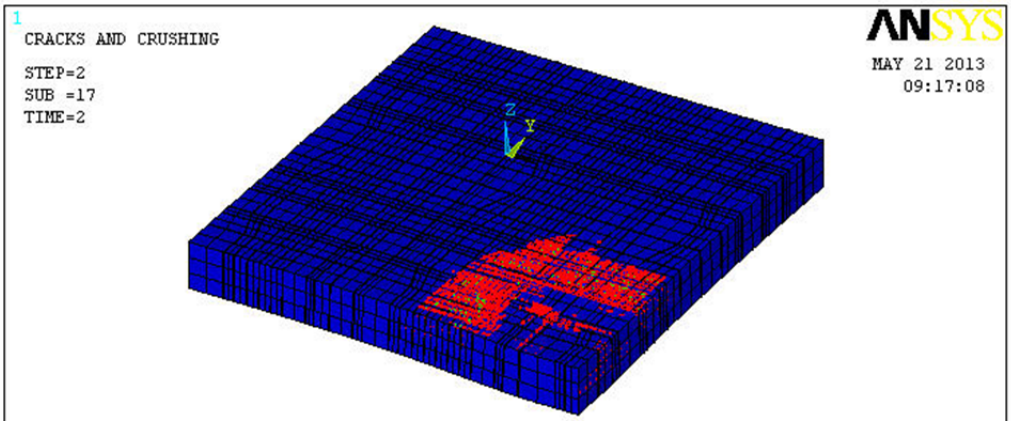


FIG. 10.23 - ANALISI DI TIPO A N° 10 -FESSURAZIONI NEL MISTO CEMENTATO

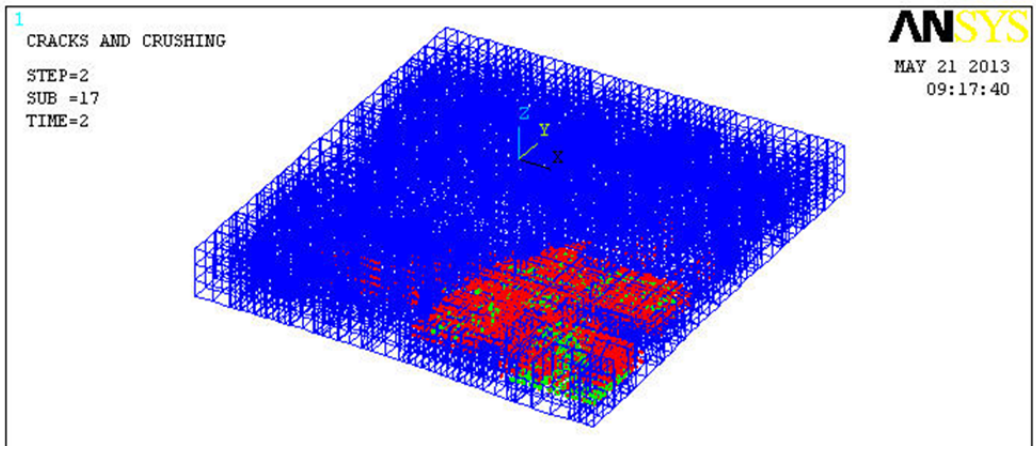


FIG. 10.24 - ANALISI DI TIPO A N° 10 - VISTA DEL CAMPO FESSURATIVO ALL'INTERNO DEL MISTO CEMENTATO (VISUALIZZATO COME "TRASPARENTE")

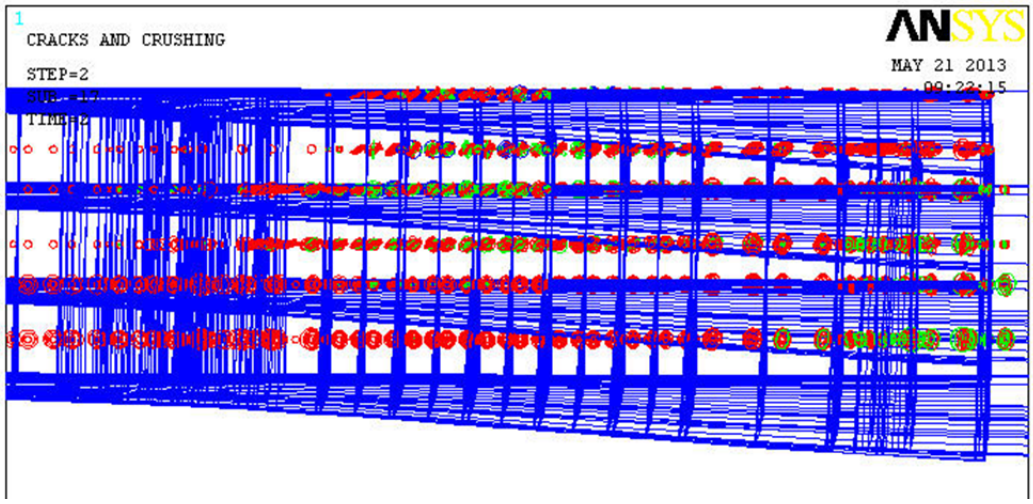


FIG. 10.25 - ANALISI DI TIPO A N° 10 - FESSURE IN UNA SEZIONE VERTICALE SOTTO IL CARICO, NEL MISTO CEMENTATO. IN OGNI PUNTO DI INTEGRAZIONE, LA PRIMA FESSURA OCCORSA È IN ROSSO, LA SECONDA IN VERDE. E' INDIVIDUABILE ANCHE LA GIACITURA DELLE FESSURE (SE NEL PIANO DEL FOGLIO SONO SIMBOLI CIRCOLARI)

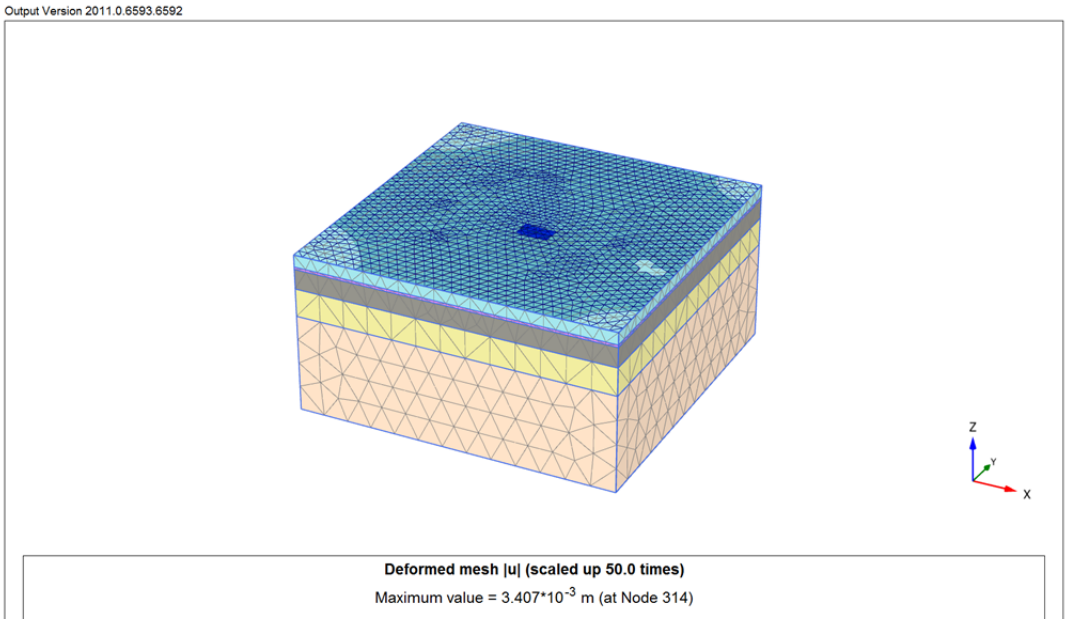


FIG. 10.26 - ANALISI DI TIPO B N° 1 - DEFORMATA

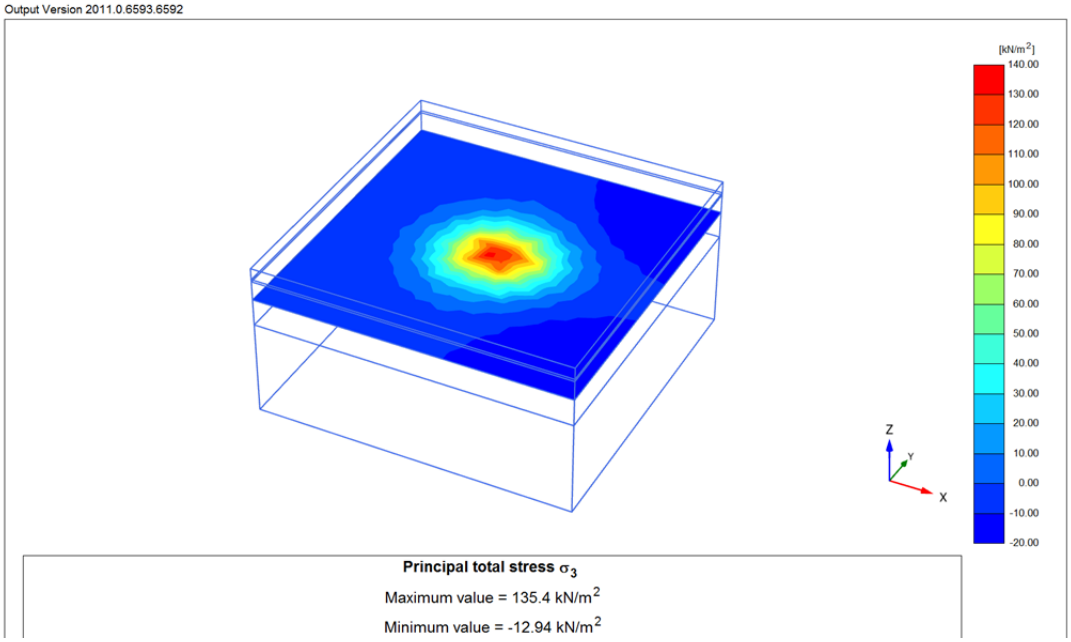


FIG. 10.27 - ANALISI DI TIPO B N° 1 -TENSIONI PRINCIPALI DI TRAZIONE ALL'INTRADOSSO DEL MISTO CEMENTATO

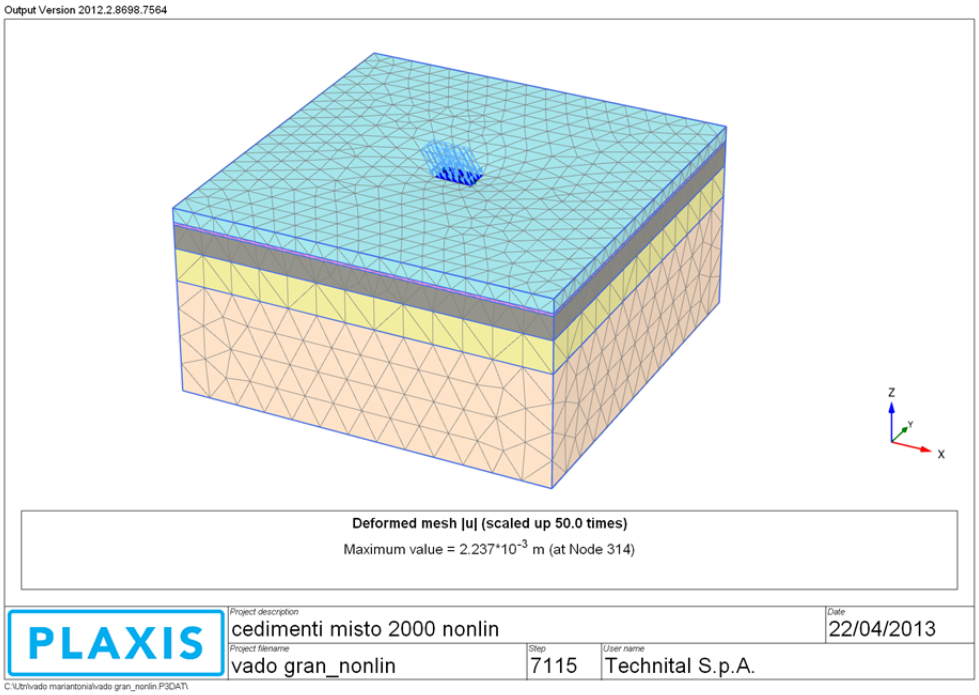


FIG. 10.28 - ANALISI DI TIPO B N° 2 - DEFORMATA

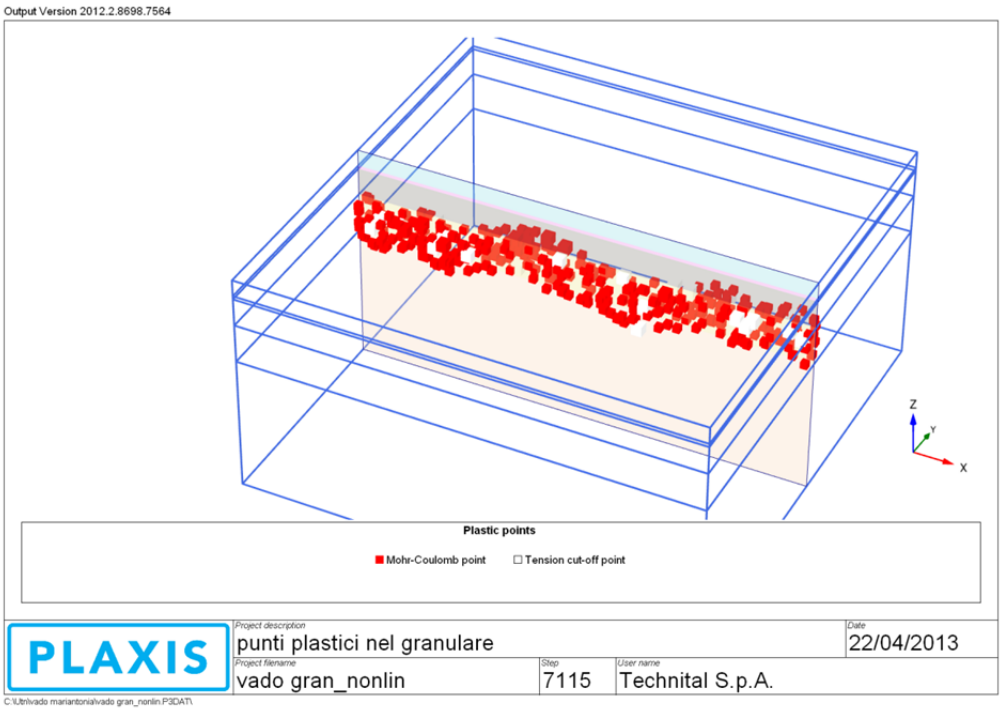


FIG. 10.29 - ANALISI DI TIPO B N° 2 -PLASTICIZZAZIONI NEL MATERIALE GRANULARE

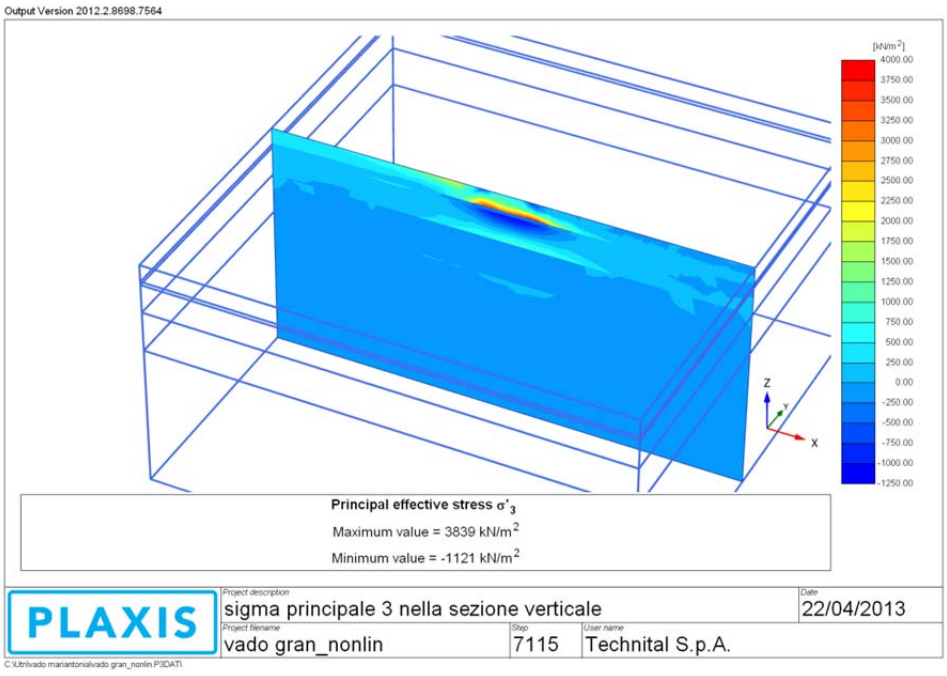


FIG. 10.30 - ANALISI DI TIPO B N° 2 -TENSIONI PRINCIPALI DI TRAZIONE NELLA SEZIONE VERTICALE SOTTO IL CARICO

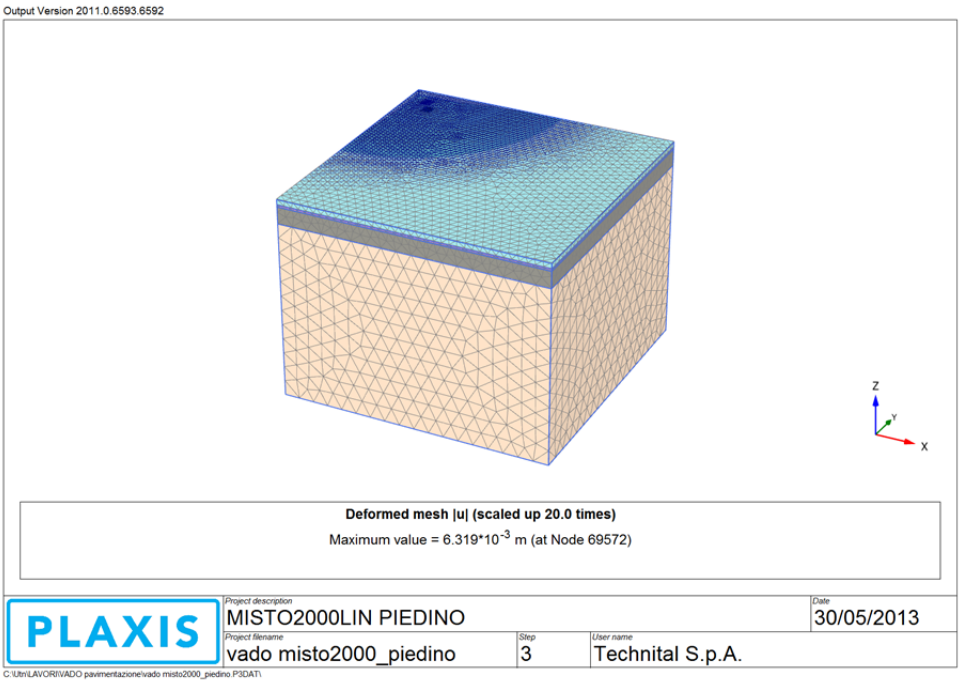


FIG. 10.31 - ANALISI DI TIPO B N° 3 - DEFORMATA

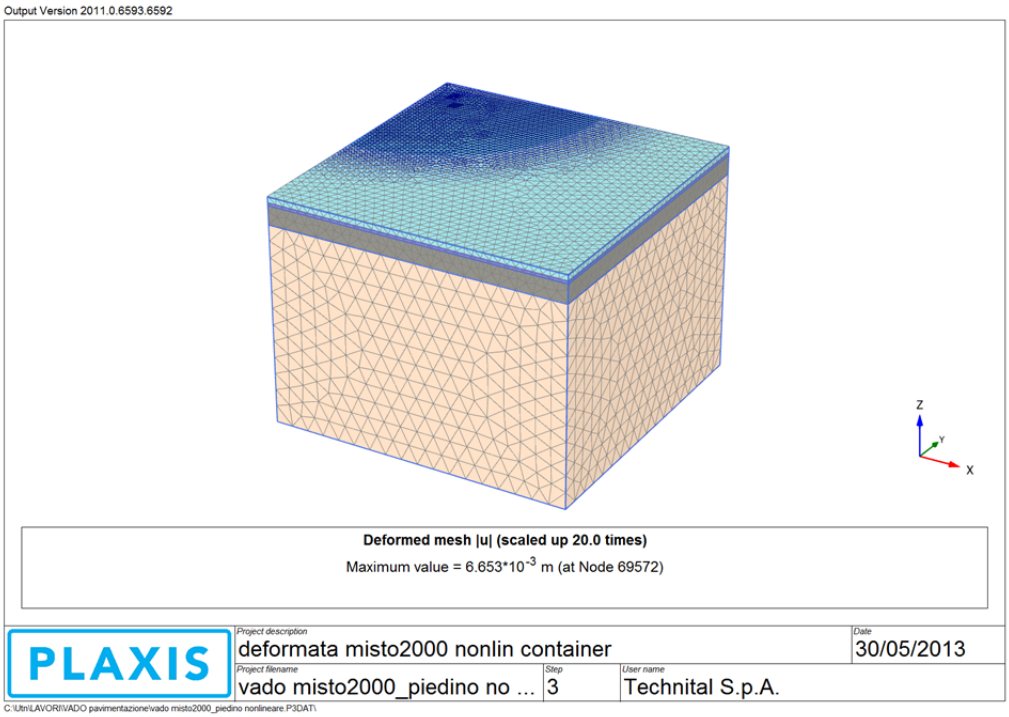


FIG. 10.32 - ANALISI DI TIPO B N° 4 - DEFORMATA

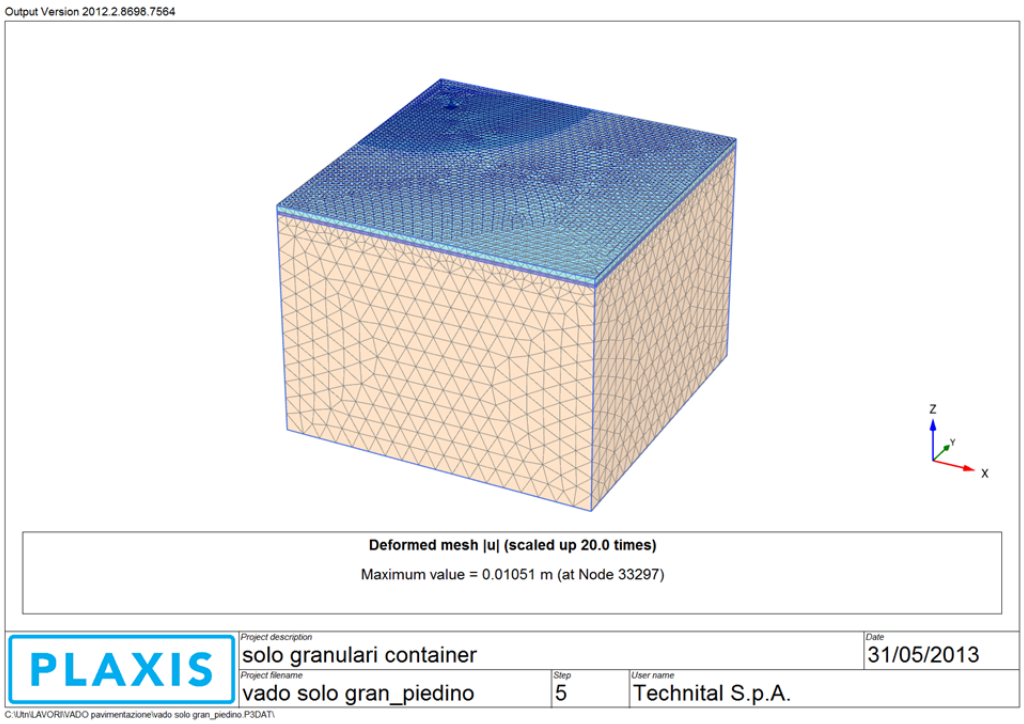


FIG. 10.33 - ANALISI DI TIPO B N° 5 - DEFORMATA

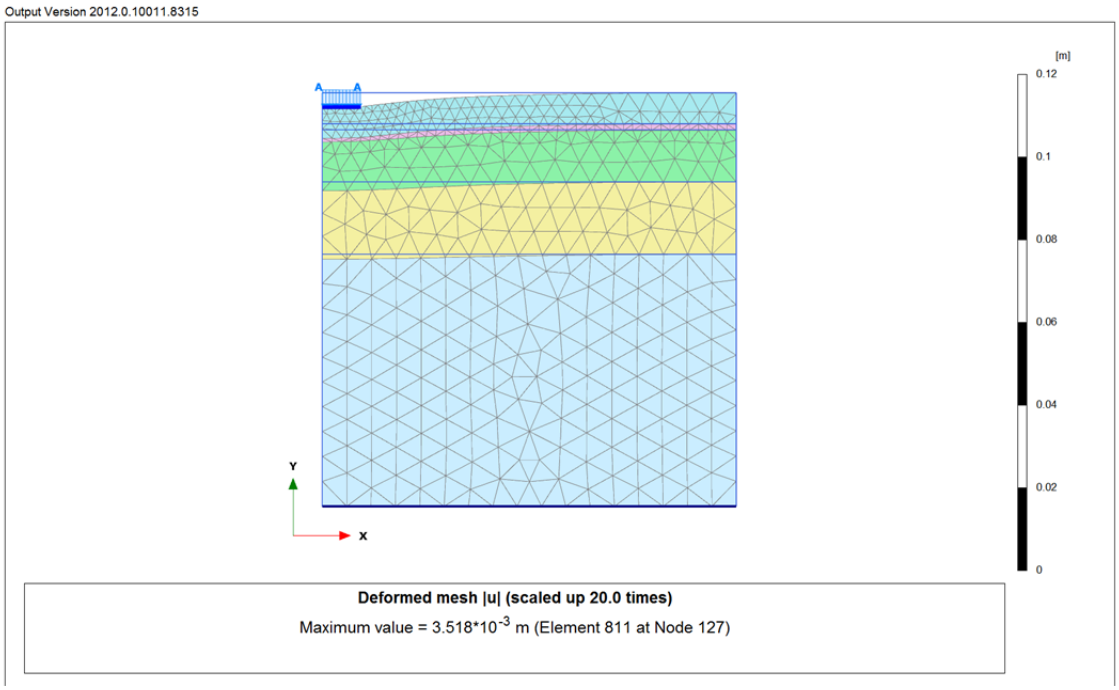


FIG. 10.34 - ANALISI DI TIPO C N° 1 - DEFORMATA

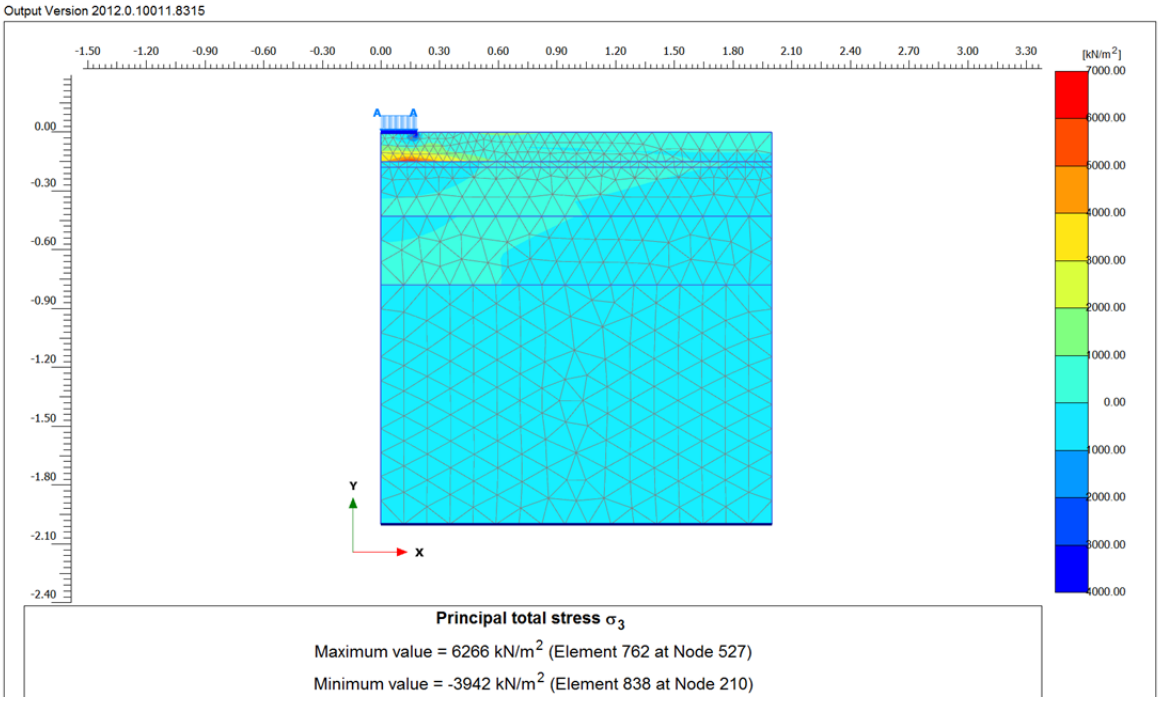


FIG. 10.35 - ANALISI DI TIPO C N° 1 - TENSIONI PRINCIPALI DI TRAZIONE

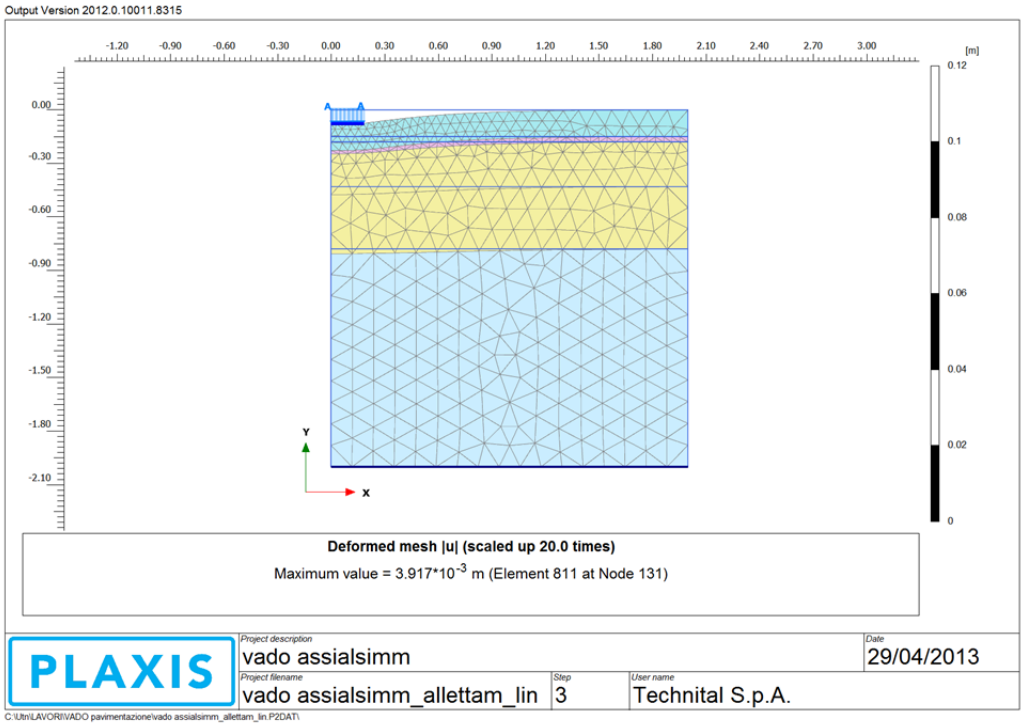


FIG. 10.36 - ANALISI DI TIPO C N° 2 - DEFORMATA

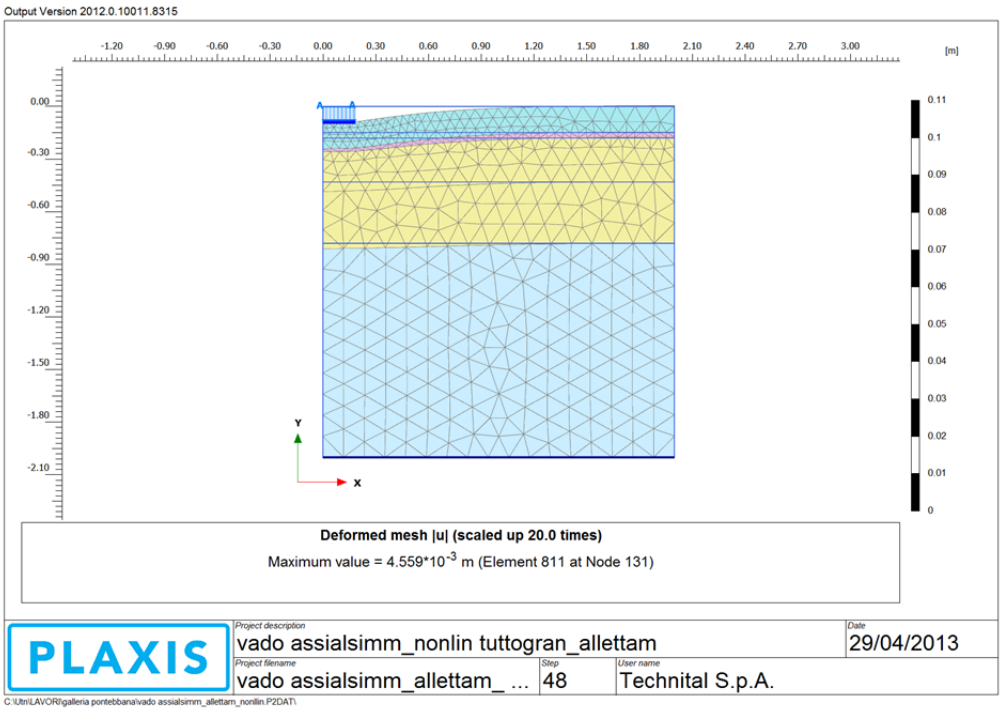


FIG. 10.37 - ANALISI DI TIPO C N° 3 - DEFORMATA

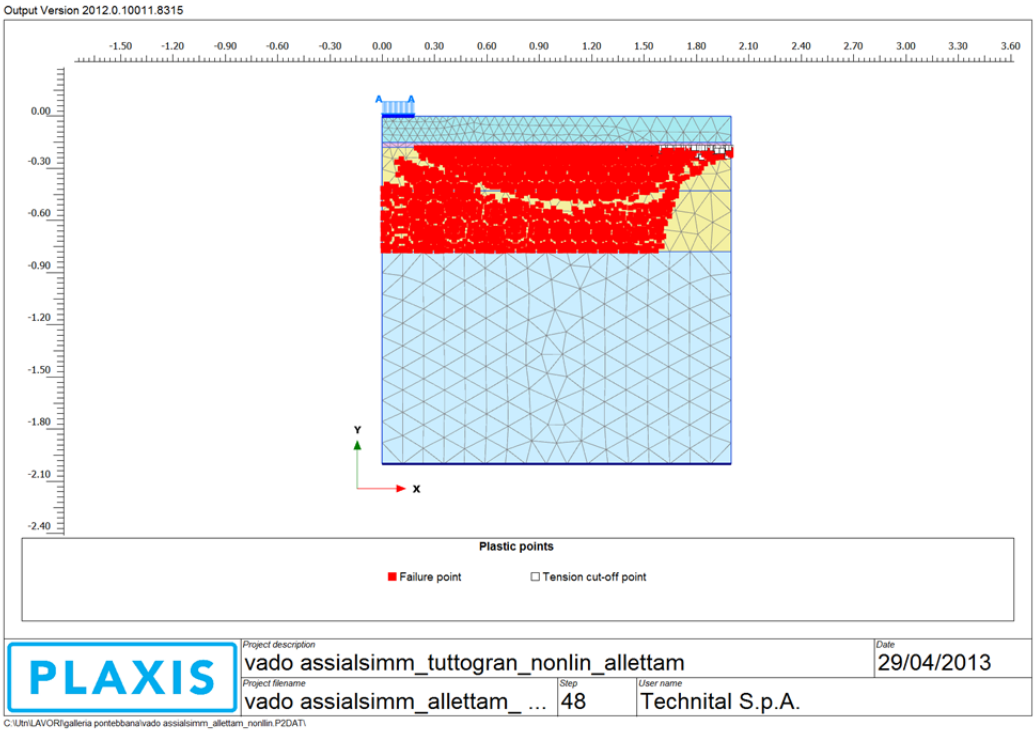


FIG. 10.38 - ANALISI DI TIPO C N° 3 PUNTI DI PLASTICIZZAZIONE