POLITECNICO DI TORINO

DISEG -Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica

Corso di Laurea Magistrale in INGEGNERIA CIVILE, indirizzo STRUTTURE

TESI DI LAUREA MAGISTRALE

MODELLAZIONE E CALCOLO DI PAVIMENTAZIONI IN FRC

Relatore: Prof. Ing. Alessandro P. FANTILLI

Correlatore: Prof. Ing. Bernardino CHIAIA

Azienda collaboratrice: CDM Dolmen s.r.l.

Candidato: Dawit Masresha KEBEDE
Matricola S240512

Anno Accademico 2018-2019

ABSTRACT

Negli ultimi decenni l'uso di FRC (fiber-reinforced concrete) nella realizzazione dei pavimenti industriali è in grande crescita, poiché essi consentono di ottenere allo stato limite ultimo una resistenza residua a trazione in grado di garantire un comportamento duttile nella fase post-fessurativa, migliorandone al contempo anche le prestazioni in esercizio.

La tesi è strutturata in cinque capitoli ed ha l'obiettivo di analizzare le fasi di progetto e verifica delle pavimentazioni industriali realizzate con FRC. Come risultato, si propone una routine di calcolo automatico delle pavimentazioni industriali, che può supportare il progettista sia nella fase di predimensionamento che nelle verifiche strutturali eseguite in accordo con le norme vigenti.

Nel primo capitolo si classificano le pavimentazioni rigide in base a diversi fattori e si trattano le teorie di base utili per una buona pratica di progettazione e verifica, atte a garantire la prestazione voluta.

Nel secondo capitolo si descrivono i FRC disponibili sul mercato, mettendo in luce i vantaggi e gli svantaggi delle possibili applicazioni in ingegneria civile e strutturale.

Nel terzo capitolo si discute il problema della modellazione delle piastre in FRC su terreno alla Winkler, per il progetto e la verifica a SLU e SLE, considerando gli effetti delle diverse configurazioni di carico agenti sulla pavimentazione.

Nel capitolo quarto, con l'ausilio di un software commerciale (Dolmen sviluppato da CDM DOLMEN), si propone un modello di calcolo delle sollecitazioni strutturali, attraverso la corretta interpretazione dei fenomeni tenso-deformativi delle piastre supportate da un sottofondo deformabile.

Infine, vengono analizzati alcuni esempi applicativi di pavimentazioni realizzate con e senza il contributo delle fibre con il fine di evidenziare i vantaggi derivanti dall'uso di FRC in termini di prestazioni, costo e sostenibilità.

INTRODUZIONE **1**

1 LE PIASTRE DI PAVIMENTAZIONI RIGIDE **3**

1.1 Classificazione delle pavimentazioni industriali 4

1.1.1 Classificazione in base alla tipologia di supporto 4

Supporto su terreno 4

Supporto su testa di pile 5

Supporto su soletta 6

Supporto su una pavimentazione esistente 6

1.1.2 Classificazione in base alla destinazione d'uso 7

1.1.3 Classificazione in base al grado di planarità e resistenza all'abrasione 7

1.2 Determinazione della rigidezza del sottofondo 8

1.3 Azioni agenti sulle pavimentazioni industriali 10

1.3.1 Azioni diretti 11

Carichi Distribuiti 12

Carichi lineari 12

Carichi concentrati 13

1.3.2 Azioni indiretti 15

Ritiro 15

Temperatura 15

1.4 Combinazione delle azioni 16

2 CALCESTRUZZO FIBRORINFORZATO **17**

2.1 Classificazione dei materiali FRC 17

2.2 Prestazioni dei FRC 18

2.2.1 Resistenza residua a trazione 19

2.2.2 Classi di prestazione del calcestruzzo fibrorinforzato 21

2.2.3 Prestazioni minime 22

2.3 Comportamento post-picco del FRC 23

3 MODELLAZIONE DELLE PIASTRE INDUSTRIALI 26

3.1 Analisi elastica lineare 27

3.1.1 Metodo di Westergaard 30

3.1.2 Modello FEM 32

3.1.3 Configurazioni di carico a SLU e SLE 33

3.2 Verifica a SLU 35

3.2.1 Verifica a scorrimento 35

3.2.2 Verifica a flessione 36

Piastra senza armatura 38

Piastra con armatura convenzionale 39

Piastra in FRC 40

Armatura minima 42

3.2.3 Verifica a taglio 44

3.2.4 Verifica a punzonamento 45

Taglio sulla superficie di contatto 46

Taglio sul perimetro critico 46

3.2.5 Verifica a fatica 48

3.3 Verifica a SLE 49

3.3.1 Stato limite di deformabilità 49

3.3.2 Stato limite di fessurazione 49

3.3.3 Stato limite di tensione 50

3.4 Dimensionamento giunti 50

3.4.1 Giunto di costruzione 50

3.4.2 Giunto di dilatazione 51

3.4.3 Giunto di contrazione o di controllo 52

3.4.4 Giunto di isolamento 52

4 PROPOSTA DI MODELLO PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE PAVIMENTAZIONI IN FRC 53

4.1 Processo iterativo per il dimensionamento della piastra 53

4.1.1 Approccio 1 54

4.1.2 Approccio 2 55

4.2 Modello FEM proposto 57

4.2.1 Descrizione modello 57

4.2.2 Implementazione dei carichi 58

4.2.3 Interpretazione risultati e convalidazione modello FEM 59

5 ESEMPI APPLICATIVI 66

5.1 Caso 1 68

5.1.1 Input 68

5.1.2 Analisi delle sollecitazioni 69

5.1.3 Verifica e progetto 75

5.2 Caso 2 82

5.2.1 Input 82

5.2.2 Analisi delle sollecitazioni 83

5.2.3 Verifica e progetto 89

5.3 Caso 3 96

5.3.1 Input 96

5.3.2 Analisi delle sollecitazioni 97

5.3.3 Verifica e progetto 103

5.4 Caso 4 110

5.4.1 Input 110

5.4.2 Analisi delle sollecitazioni 111

5.4.3 Verifica e progetto 117

5.5 Caso 5 124

5.5.1 Input 124

5.5.2 Analisi delle sollecitazioni 125

5.5.3 Verifica e progetto 125

5.6 Riepilogo e Confronto 132

CONCLUSIONE 134

BIBLIOGRAFIA 136

INTRODUZIONE

Le pavimentazioni soggette a dei carichi verticali abbastanza elevati, tipico delle pavimentazioni industriali e/o aeroportuali, devono essere considerate come degli elementi strutturali bidimensionali; per cui è necessario definire un modello fisico in grado di cogliere i diversi fenomeni tenso-deformativi che permettono il calcolo delle sollecitazioni da considerare durante le verifiche di stato limite ultimo e di esercizio.

Tali pavimentazioni vengono realizzate comunemente per una vita nominale di 50 anni in calcestruzzo armato con maglie di acciaio elettrosaldato con il compito di assorbire le sollecitazioni provenienti da momento flettente e taglio in entrambe le direzioni, limitandone al contempo le aperture delle fessure e soprattutto quelli in estradosso.

Di fatto queste armature necessarie per il soddisfacimento delle verifiche di stato limite ultimo sono di solito prossime all'armatura minima, quindi con un momento flettente ultimo poco superiore al momento di prima fessurazione. Comunque, pur essendo soggetti a sollecitazioni non molto elevate le pavimentazioni in CA risultano poco efficienti in fase di esercizio, principalmente nel controllo delle aperture delle fessure e nelle limitazioni delle deformazioni di ritiro.

Negli ultimi decenni l'uso del FRC (fiber-reinforced concrete) nella realizzazione dei pavimenti industriali è in grande crescita, poiché esso consente di ottenere allo stato limite ultimo una resistenza residua a trazione in grado di garantire un comportamento duttile nella fase post-fessurativa, migliorandone le prestazioni in esercizio e dandone al progettista la possibilità di sostituire parzialmente o totalmente le barre di acciaio con delle fibre in acciaio o plastica di dimensioni e spessore limitato.

La sostituzione totale dell'armatura convenzionale con delle fibre è possibile solo in condizioni di quantitativo di armatura necessario per la verifica di SLU di flessione prossimo all'armatura minima. Infatti, dove il momento flettente ultimo è prossimo al momento flettente di prima fessurazione, le strutture in FRC oltre alle pavimentazioni industriali trovano una grande applicazione nei rami dell'ingegneria civile tra cui nelle costruzioni di gallerie con elementi a conci prefabbricati e nei serbatoi di biogas in lastre prefabbricate.

Il dimensionamento e verifica delle pavimentazioni in CA o FRC, soggette ad azioni di carichi concentrati, non vengono dettate in maniera completa dalle normative nazionali italiane (NTC), per cui i riferimenti principali sono le documentazioni prodotte dal consiglio nazionale di ricerca (CNR) specialmente il CNR DT 204-2006 e il CNR DT 211-2014. Inoltre, si dimostrano un buon strumento di approfondimento anche l'UNI 11146 e alcune letterature straniere quali la RILEM, MODEL CODE 2010 e il Technical Report 34 (T.R).

Lo schema statico per l'analisi delle sollecitazioni è definito tramite un elemento bidimensionale con comportamento a piastra poggiante su un letto di molle aventi rigidezza k e soggetto a carichi verticali. I modelli di calcolo per la verifica di SLU e SLE possono essere eseguiti con analisi non lineare o analisi lineare elastica.

L'analisi non lineare è un'analisi che si esegue tenendo conto del comportamento elasto-plastico del materiale utilizzato. Il metodo più semplice è quello proposto da Meyerhof basato sulla formazione dei momenti plastici secondo le linee di rottura (yielding lines) ben definiti che rappresentano un meccanismo di collasso cinematicamente ammissibile e permettono di definire il carico ultimo sopportabile dalla piastra per equilibrio alla traslazione verticale. Tale metodo potrebbe diventare di difficile applicazione nel caso in cui si hanno dei carichi con configurazione complessi e le linee di rottura non ben definiti. In tal caso si può ricorrere a delle analisi non lineari a elementi finiti.

Mentre l'analisi elastica lineare segue l'approccio classico. Quello basato sul confronto diretto dell'azione sollecitante e della resistenza. La verifica si ritiene soddisfatta se la resistenza è maggiore o uguale all'azione di progetto. Tale analisi può essere eseguita in forma chiusa con il metodo di Westergaard che fornisce le tensioni massime in trazione di una piastra infinitamente estesa e soggetta a carichi concentrati isolati con un'aria di contatto circolare, oppure tramite una modellazione della piastra agli elementi finiti (FEM) che consente un'analisi dettagliata in termini di deformata, spostamento e sollecitazioni.

In questa tesi le verifiche allo SLU e SLE delle pavimentazioni in CA e in FRC vengono effettuati con un'analisi lineare agli elementi finiti, garantendo quindi di operare interamente in regime elastico

1 LE PIASTRE DI PAVIMENTAZIONI RIGIDE

Di solito si tende a dare meno importanza ad alcuni fattori caratterizzanti le prestazioni delle pavimentazioni, realizzati in CA o FRC, mancando a soddisfare requisiti fondamentali prescritti dal committente.

Per evitare inconvenienze dovute ad una cattiva gestione dell'iter di costruzione e verifica si ritiene buona prassi considerare, durante la fase di progettazione della pavimentazione industriale, i diversi fattori che compongono un pacchetto completo ed integro utile per garantire il raggiungimento della qualità voluta dall'utente.

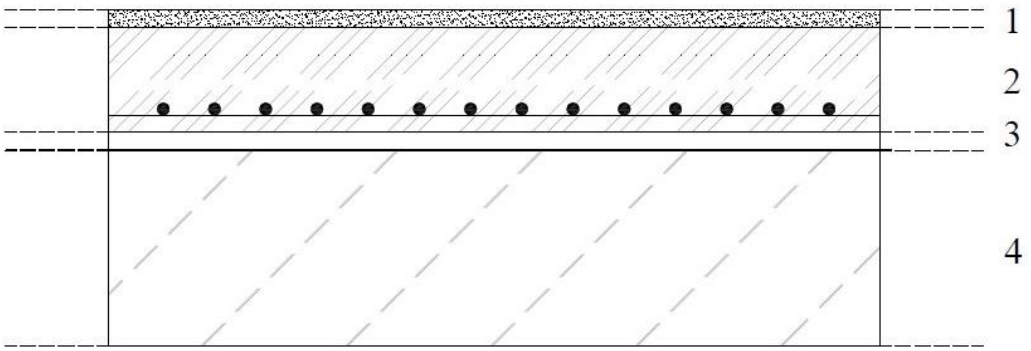


Figura 1.1 *Stratificazione di un pavimento industriale [1]*

Per prima cosa definiamo gli elementi importanti costituenti una pavimentazione industriale. In ***Figura 1.1*** abbiamo una stratificazione tipica di un pavimento in CA o FRC poggiante su un terreno.

1. Strato di usura in cui si ha il diretto contatto tra i carichi agenti e la sottostruttura
2. Soletta in calcestruzzo o FRC che definisce l'entità resistente per le azioni sollecitanti
3. Strato di divisione tra piastra e sottofondo con spessore trascurabile inserito per ridurre le tensioni di ritiro (es. barriere al vapore con singolo o doppio strato in polietilene)
4. Sottofondo costituito generalmente da diversi strati, avente una rigidezza k espressa in $[F/L^3]$.

1.1 Classificazione delle pavimentazioni industriali

La classificazione dei pavimenti industriali può essere suddivisa per:

- Tipologia di supporto
- Destinazione d'uso
- Grado di planarità e Resistenza all'abrasione

1.1.1 Classificazione in base alla tipologia di supporto

Le pavimentazioni industriali possono poggiare su 4 tipi di supporto che possono condizionare la risposta della piastra sotto azioni statici o dinamici e sono:

- Supporto su terreno
- Supporto su testa di pali
- Supporto su soletta
- Supporto su pavimentazioni esistenti

Supporto su terreno

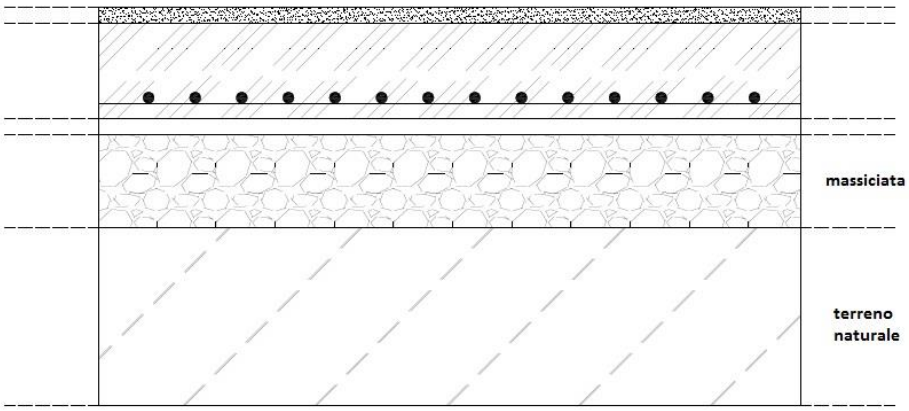


Figura 1.2 *Supporto della pavimentazione su un terreno [1]*

Questa tipologia di supporto segue una stratificazione della pavimentazione rappresentata in ***Figura 1.2*** ed è tipica delle pavimentazioni adibite a stoccaggio di materiali all'aperto, capannoni industriali e magazzini.

Il supporto della pavimentazione è costituito da:

- una massicciata di pietra granulare stabilizzata o cementata, utile per il trasferimento dei carichi dalla pavimentazione al terreno e per evitare cedimenti differenziati negli strati superiori che interagiscono direttamente con le azioni.
- Un terreno naturale da definire secondo le indagini geotecniche di portanza

Supporto su testa di pile

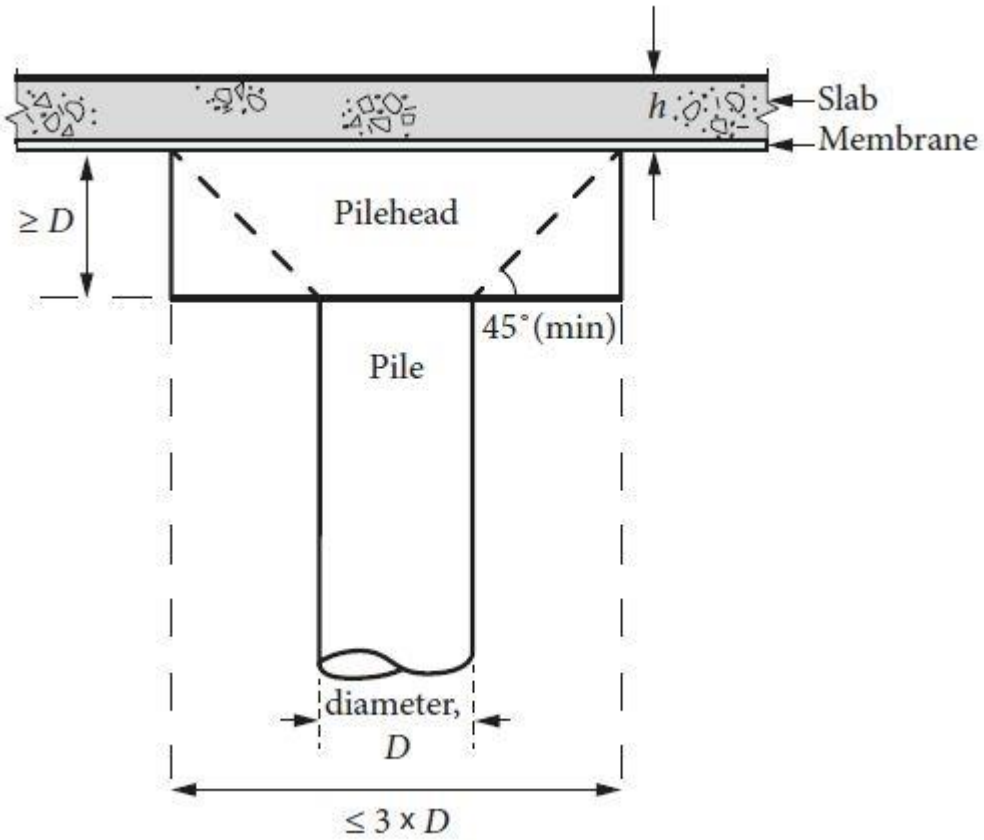


Figura 1.3 *Supporto di una pavimentazione su testa di pali [2]*

Nel caso di terreni con capacità di portanza molto ridotta la pavimentazione viene supportata da pali aventi una testa scatolare in CA (v. ***Figura 1.3***) con spessore maggiore del diametro della pila e di larghezza non superiore a tre volte il diametro stesso. Il terreno non viene considerato nelle analisi, anche se in realtà la piastra durante la sua costruzione poggia su di esso fin quando il calcestruzzo non si indurisce e diventa resistente. In questo caso la pavimentazione subisce dei cambiamenti di condizione di vincolo, ma comunque poco influenti.

Supporto su soletta

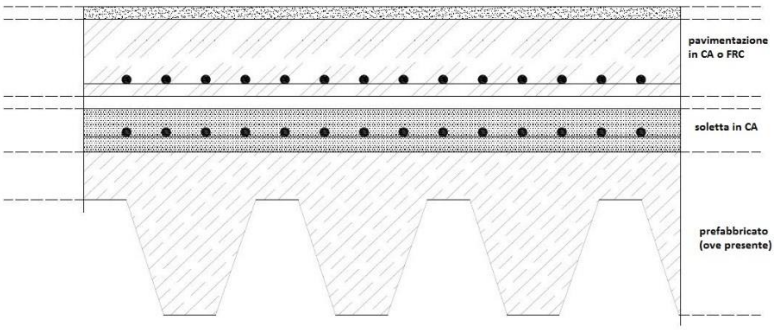


Figura 1.4 *Supporto di una pavimentazione su soletta di CA [1]*

Il terzo tipo di supporto di una pavimentazione è una soletta strutturale in CA riportata in ***Figura 1.4***. In questo caso, la pavimentazione è anch'essa sopraelevata e potrebbe essere considerata nelle analisi come una pavimentazione collaborante oppure non con la soletta. Il CNR DT 211-2014 sconsiglia la considerazione di una pavimentazione collaborante con la soletta in quanto risulta difficile il controllo delle fessurazioni e, inoltre, bisogna assicurarsi che non ci siano scorrimenti tra soletta e piastra.

Supporto su una pavimentazione esistente

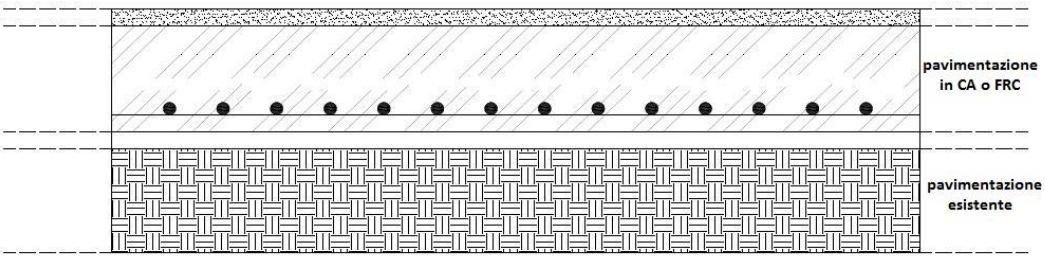


Figura 1.5 *Supporto di una pavimentazione su una pavimentazione preesistente [1]*

Nel caso di cambio di destinazione d'uso o aumento del livello di servizio si realizzano delle pavimentazioni rigide su delle preesistenti. Quindi quella vecchia viene considerata come un sottofondo per la nuova pavimentazione.

1.1.2 Classificazione in base alla destinazione d'uso

Le pavimentazioni industriali si possono classificare secondo il livello di servizio che rappresenta il range dei carichi ammessi su di esso e l'entità dei carichi stessi. In ***Tabella 1.1*** sono riportate le suddivisioni delle pavimentazioni in funzione dell'uso come definito dal CNR DT211-2014.

Tipo	Campi di utilizzo prevalente	Tipologie di carico più significative
L1	- Uffici, marciapiedi, cantine, disimpegni. - Autorimesse, box, corselli	- Carichi statici e dinamici non compresi nei tipi successivi. - Automezzi su pneumatici di peso totale ≤ 35 kN
L2	- Magazzini industriali con uso occasionale di transpallet e con scaffalature leggere - Piazzali di autorimesse	- Carrelli elevatori con carico per asse ≤ 35 kN - Scaffalature aventi carico massimo ≤ 10 kN/appoggio - Automezzi su pneumatici di peso totale ≤ 120 kN
L3	- Magazzini industriali con uso continuo di carrelli elevatori - Depositi	- Carrelli elevatori con pneumatici, peso totale > 35 kN - Transpallet di peso totale> 10 kN - Carrelli elevatori con ruote piene, peso totale < 30 kN - Scaffalature aventi carico massimo ≤ 30 kN/appoggio - Automezzi su pneumatici di peso totale ≤ 300 kN
L4	- Magazzini per la grande distribuzione e industria con uso intensivo di carrelli elevatori e con presenza di scaffalature alte	- Carrelli elevatori con pneumatici, peso totale > 60kN - Transpallet con peso totale > 20 kN - Scaffalature aventi carico massimo > 30 kN/appoggio - Automezzi su pneumatici di peso totale > 300 kN
L5	- Industria pesante, moli e banchine portuali e carichi speciali, piazzali di interporti	- Carrelli elevatori con ruote piene, peso totale > 90 kN - Scaffalature aventi carico massimo > 50 kN/appoggio - Carrelli con pneumatici di peso totale > 180 kN - Automezzi su pneumatici di peso totale > 400 kN

Tabella 1.1 *Classificazione delle pavimentazioni in base alla destinazione d'uso [1]*

1.1.3 Classificazione in base al grado di planarità e resistenza all'abrasione

Le pavimentazioni, oltre alle proprietà descritte precedentemente, devono essere progettate per una certa resistenza all'abrasione e mantenendo un limite di tolleranza tale da garantire una planarità della pavimentazione. I fattori dipendono rispettivamente dalla destinazione d'uso e dall'altezza massima raggiunta dal carico mobile. La resistenza all'abrasione si ottiene assegnando un opportuno spessore allo strato di usura.

1.2 Determinazione della rigidezza del sottofondo

Figura 1.6 *Prova di carico su piastra*

La costante elastica K di un terreno, detto anche modulo di reazione, è un parametro molto importante utile per definire la rigidezza del suolo con comportamento alla Winkler.

Il comportamento alla Winkler di un terreno è una rappresentazione schematica della risposta di un suolo, costituito da un letto di molle elastiche ed indipendenti tra di loro e aventi una rigidezza K, che si deformano in modo proporzionale alla forza applicata. K è espressa in $\boldsymbol{N/mm^2/mm}$ ed indica la pressione necessaria per creare un cedimento verticale unitario.

Per ottenere tale parametro, si devono fare delle indagini e prove geotecniche in situ svolti da professionisti del campo. La prova più utilizzata, per la determinazione di K, è la prova di carico su piastra (v. ***Figura 1.6***) e generalmente si raccomanda di condure una prova ogni 2000 m^2 di superficie.

Essa consiste nell'applicare una pressione crescente su una piastra circolare con diametro ***d***, tramite l'uso di un martinetto idraulico regolato da una pompa con manometro che controlla l'incremento di carico, fino al raggiungimento di un cedimento prefissato.

Oppure si può procedere in maniera inversa, cioè prefissando l'incremento di carico si legge la variazione di cedimento. In entrambi i casi i cedimenti vengono rilevati da un comparatore messo al centro della piastra.

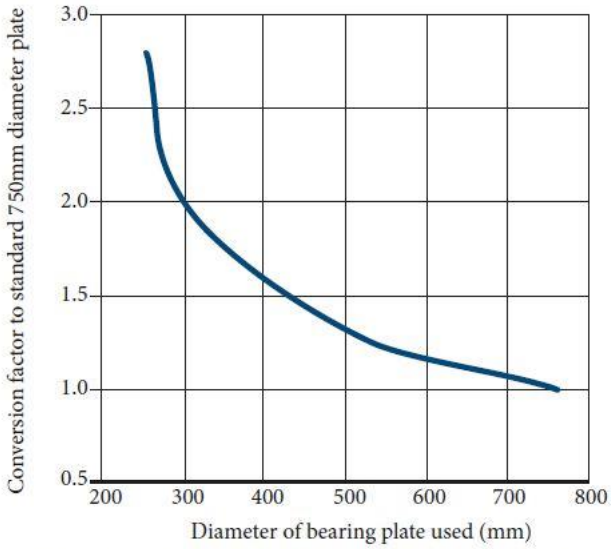
Il diametro più comune è quello da ***760 mm*** e si è dimostrato da diverse indagini storiche che l'uso di piastra con un'area di contatto più ampia consente di ottenere un valore più preciso rispetto alle indagini fatte con piastra di diametro ridotto. Infatti, sia il CNR che il TR 34 suggeriscono di usare le piastre con d=760 mm.

Dopo una prova di carico su piastra con **d=760 mm**, prefissando l'incremento di carico, la costante elastica K del terreno si può calcolare tramite la seguente equazione [1]:

$$K = \frac{\Delta p}{\Delta s} = \frac{0.07}{(L - L_0)} \quad [N/mm^3] \tag{1.1}$$

Dove:

- Δp = incremento di pressione prefissata a 0.07$[N/mm^2]$
- Δs = variazione di cedimento espressa in $[mm]$
- L= cedimento medio della piastra a deformazione esaurita sotto una pressione di 0.08 N/mm^2
- L_0= cedimento medio della piastra a deformazione esaurita sotto una pressione di 0.01 N/mm^2



Note: The *k* value obtained with the plate used should be divided by the appropriate conversion factor on the y-axis.

Figura 1.7 *Grafico del fattore correttivo per prove su piastre con diametro diverso da 760 mm* [2]

Nel caso in cui la prova viene condotta con una piastra avente un diametro più piccolo di 760 mm e comunque non minore di 300 mm il TR 34 propone di dividere il valore di K per un fattore correttivo dipendente dal diametro usato. In ***Figura 1.7*** viene riportato un grafico che descrive i valori del fattore correttivo in funzione del diametro della piastra.

Tipo di terreno	k (N/mm^3)	E_g (N/mm^2)
Terreno di coltura	0,005 - 0,015	-
Riporto recente	0,010 - 0,020	-
Sabbia fine o leggermente costipata	0,015 - 0,03	6
Sabbia ben costipata	0,05 - 0,10	12
Sabbia molto ben costipata	0,10 - 0,15	24
Argilla (umida)	0,03 - 0,06	6
Argilla	0,08 - 0,10	12
Argilla mista a sabbia	0,08 - 0,10	12
Ghiaia frantumata e sabbia	0,10 - 0,15	12
Ghiaia frantumata grossolana	0,20 - 0,25	36

Tabella 1.2 Indicazione di rigidezza k del terreno e modulo elastico E_g di alcuni sottofondi *[3]*i

Le pavimentazioni poggianti su sottofondi, costituite da materiali aventi un basso modulo di reazione K, sono soggette a cedimenti notevoli che possono compromettere la funzionalità ed integrità della sovrastruttura con un potenziale danno anche agli elementi portati su di esso.
Per cui è importante assicurarsi di avere una buona capacità di portanza del sottofondo. In caso contrario il progettista è tenuto a realizzare un nuovo strato di bonifica con rigidezza K adeguato.
Sottofondi con buoni parametri geotecnici del terreno permettono di realizzare pavimentazioni con minor spessore.

1.3 Azioni agenti sulle pavimentazioni industriali

Le azioni agenti sulle pavimentazioni industriali si suddividono in base alla modalità di interazione con la struttura in:

- Azioni dirette
- Azioni indirette

1.3.1 Azioni diretti

LOAD TYPE	DATA REQUIRED	VALUE	UNITS
Pallet racking	Single upright load		kN
	Back-to-back spacing B		mm
	Rack depth C		m
	Rack length A		m
	Aisle width D		m
	Upright to MHE wheel spacing (maximum static load) H_1		mm
	Upright to MHE wheel spacing (maximum moving load) H_2		mm
MHE	Maximum static wheel load W		kN
	Wheel contact area		mm^2
	Load axle width E		m
	Rear axle width F		m
	Front to rear axle length G		m
	No. of passes for fatigue (if required)		no.
UDLs	Load per square metre		kN/m^2
	Aisle width if to be fixed		m
	Load width if to be fixed		m
Line loads	Load per linear metre		kN/m
Mezzanine	Mezzanine column load		kN
	Spacing		m × m
	Baseplate size		mm × mm
Other loads			

Figura 1.8 *Esempio di un foglio di registrazione dei carichi agenti su una pavimentazione* [2]

Le azioni dirette si possono a loro volta suddividere in:

- Carichi Distribuiti
- Carichi lineari
- Carichi concentrati

In base alla permanenza temporale ogni tipo di carico potrebbe essere considerato permanente o variabile.

Carichi Distribuiti

I carichi distribuiti espressi in N/mm^2 possono agire su una superficie estesa su tutta la pavimentazione oppure su un'area delimitata con una larghezza w.

In caso di carico variabile distribuito, tipico nello stoccaggio di materiali su strisce di larghezza w, la pavimentazione può essere soggetta a diversi schemi di carico.

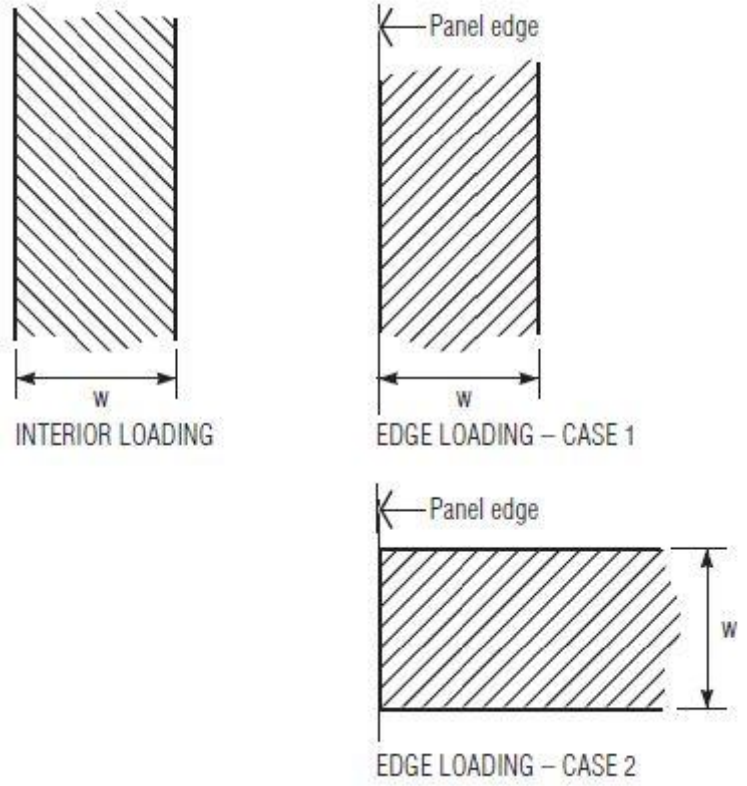


Figura 1.8 *Schemi di carico distribuito su una striscia di larghezza w [4]*

In ***Figura 1.8*** si hanno 3 schemi di carico distribuito e in caso di più strisce separati da una corsia libera di larghezza c, in base all'entità di sollecitazione dà massimizzare, si combinano una o più sequenze di strisce per ciascuna configurazione (all'interno e al bordo).

Carichi lineari

I carichi lineari anch'essi azioni dirette di natura permanete o variabile espressi in N/mm e agenti lungo una linea, che possono assumere le configurazioni precedentemente visti per i carichi distribuiti, sono meno comuni nelle pavimentazioni industriali. Alcuni esempi tipici di carichi lineari sono le azioni di un cordolo oppure di una rotaia.

Carichi concentrati

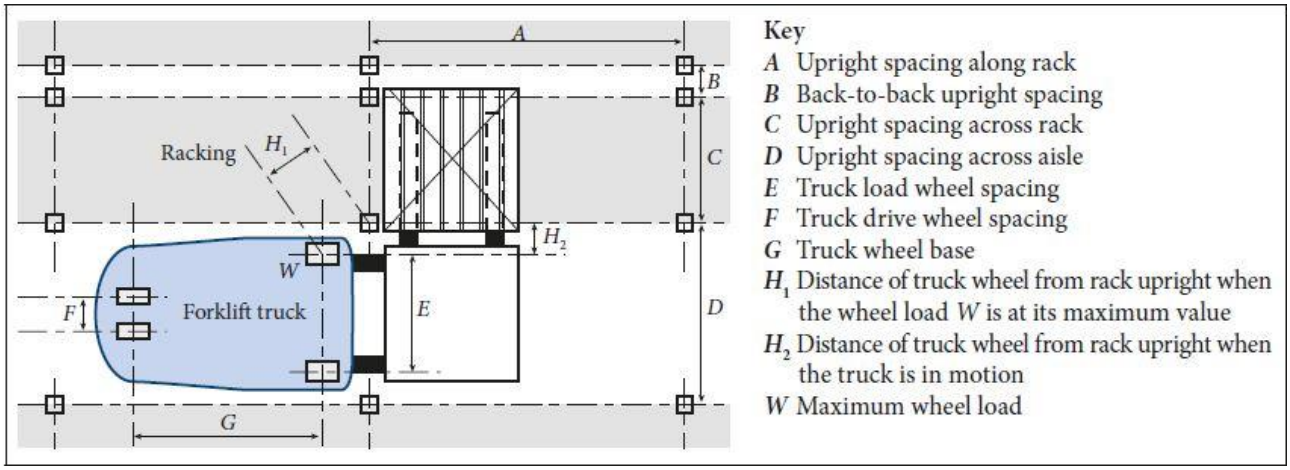


Figura 1.10 *Schema di carico combinato di un carello elevatore e una scaffalatura [2]*

I carichi concentrati sono per la maggior parte dei carichi variabili fissi o mobili.

In ***Figura 1.10*** troviamo un esempio di schema di carico combinato di un carello elevatore e una scaffalatura con una impostazione "back to back" posti a una distanza B=250-350 mm.

Nelle pavimentazioni industriali le azioni dinamiche sono da considerare solo per i **carichi mobili** su una o più assi aventi delle ruote rigide, semirigide o su pneumatici. L'area di contatto per le ruote rigide e semirigide è ben definita mentre per quelli su pneumatici dipende dalla pressione dello pneumatico stesso. Inoltre, come riportato in ***Figura 1.10***, devono essere specificati il numero di ruote e assi con le relative distanze.

Nella fase di progetto e verifica i carichi dinamici vengono moltiplicati per un fattore di amplificazione che tiene conto delle sollecitazioni dovute alle vibrazioni. In caso di carichi mobili pesanti è spesso richiesto una verifica a fatica definendo quindi il numero di passaggi all'anno del macchinario considerato.

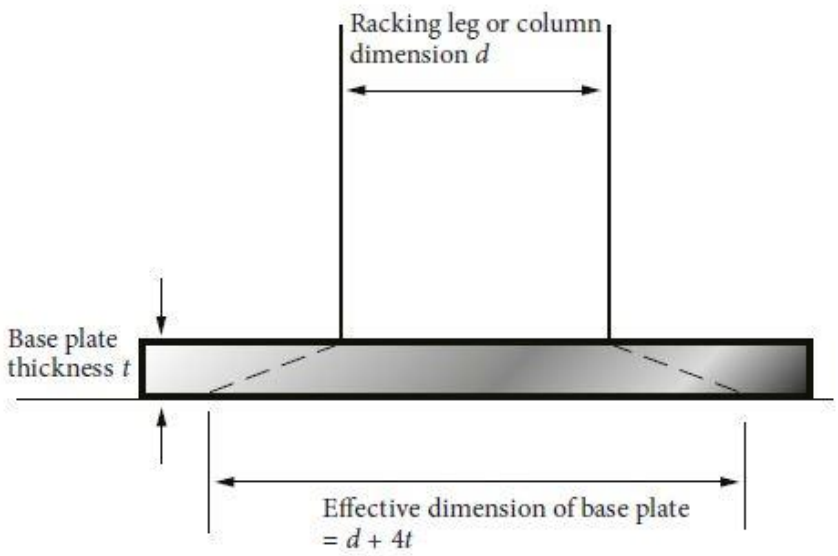
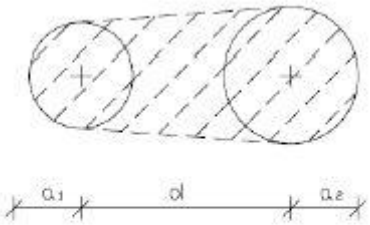


Figura 1.11 Dimensione effettiva di trasferimento del carico del piedritto *[2]*

I **carichi concentrati fissi** sono dei carichi statici che agiscono su un'area di contatto definito dalla dimensione del piedritto oppure, in caso di utilizzo della piastra di appoggio, dalla dimensione effettiva utile per il trasferimento dei carichi come rappresentata nella ***Figura 1.11***.
I carichi fissi più comuni sono quelli provenienti dalle scaffalature e soppalchi.



$$A_c = \pi a^2 + 2 a d$$

Figura 1.12 Area di contatto efficacie di due carichi disposti a distanza d *[2]*

Nel caso di due carichi concentrati disposti ad una distanza **d** minore di due volte l'altezza della piastra (v. ***Figura 1.12***), possono essere considerati come un unico carico agente su un'area di contatto efficacie A_c e intensità pari alla somma dei due. Una serie di casi simili si notano in ***Figura 1.11*** per le ruote gemellate anteriori del carello, i piedritti degli scafali posti a distanza B oppure la ruota posteriore del carello posta a distanza H_1 del piedritto della scaffalatura.

1.3.2 Azioni indiretti

Le azioni indirette da considerare nella progettazione delle pavimentazioni sono gli effetti di ritiro e la variazione di temperatura.

Ritiro

Il ritiro è una contrazione di volume del calcestruzzo dovuto a fenomeni da essicamento (evaporazione dell'acqua verso l'ambiente esterno, si parla di ritiro da essicamento o idraulico) e di idratazione (l'acqua contenuta all'interno del calcestruzzo emigra dai pori grandi verso quelli piccoli creando la chiusura di quelli grandi, si parla di ritiro autogeno o detto anche ritiro chimico) [1].

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \tag{1.2}$$

Dove:

ε_{cs}= deformazione totale per ritiro

ε_{cd} =deformazione per ritiro da essicamento

ε_{ca}=deformazione per ritiro autogeno

La sua azione è differita nel tempo e dipende dalla resistenza del calcestruzzo impiegato nella realizzazione della pavimentazione. Normalmente il ritiro agisce in termini di deformazione e in prossimità dei vincoli le deformazioni bloccati fanno nascere delle tensioni di trazione. Per evitare la fessurazione del calcestruzzo le tensioni di ritiro non devono superare la resistenza a trazione del calcestruzzo stesso.

Temperatura

Le pavimentazioni industriali sono soggette costantemente, durante la loro vita utile, a delle variazioni di temperatura. Gli effetti di temperatura possono essere descritti tramite delle variazioni stagionali distribuite uniformemente sullo spessore della pavimentazione oppure variazioni giornaliere con gradiente termico linearmente distribuito sullo spessore.

Le variazioni di **temperatura uniformi** da considerare sono:

- Ambiente esposto $\Delta T = \pm 15\ °C$
- Ambiente non esposto $\Delta T = \pm 10\ °C$

Le deformazioni indotte da variazioni di temperatura uniforme generano delle dilatazioni e contrazioni della pavimentazione. Tale fenomeno viene contrastato però dalla forza di attrito esistente tra la pavimentazione stessa e il sottofondo. Per cui le dilatazioni, impedite all'intradosso, fanno nascere degli sforzi di compressione ma comunque poco importanti. Mentre le contrazioni, sempre impedite all'intradosso, fanno nascere degli sforzi di trazione e anche in questo caso trascurabili se comparati con quelli dovute al ritiro.

Le variazioni di **temperatura lineare** da considerare sono:

- Ambiente non esposto $T_s - T_i = \pm 5\ °C$
- Ambiente esposto $(con\ h = 15 \div 25cm)$ $T_s = +0.8h$ $T_i = -0.2h$

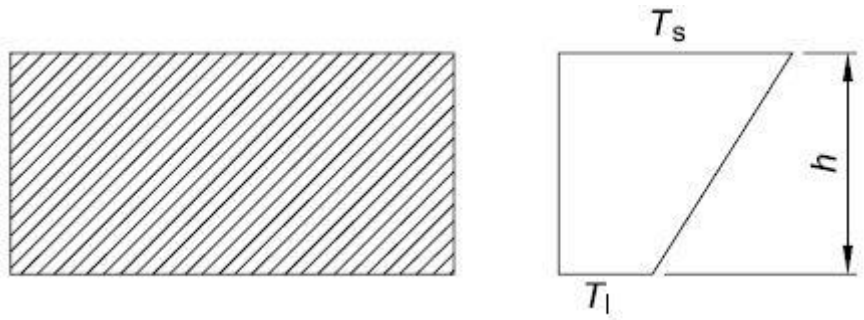


Figura 1.12 *Variazioni di temperatura lineare lungo lo spessore h della pavimentazione [3]*

1.4 Combinazione delle azioni

I carichi variabili molte delle volte vengono prescritti dal committente e durante la verifica allo SLU e SLE devono essere combinati in modo da creare la situazione più sfavorevole nel rispetto delle configurazioni dei carichi che tengono conto dei limiti geometrici tra i carichi stessi. Per cui si ritiene importante individuare le configurazioni dei carichi più critici per la valutazione delle sollecitazioni di progetto e verifica. Tale problema verrà trattato nel capitolo 3.

Inoltre, bisogna considerare anche i carichi mobili agenti durante le fasi costruttive della pavimentazione.

2 CALCESTRUZZO FIBRORINFORZATO

Il calcestruzzo fibrorinforzato (FRC) è un materiale, come dice il nome stesso, composto da una matrice cementizia e fibre corte discontinue aggiunte per migliorare la prestazione della matrice ospitante. L'obiettivo o funzionalità di tali fibre dentro la matrice è di aumentare la tenacità, limitare le fessure da ritiro e aumentare la resistenza al fuoco, inoltre le fibre permettono di sostituire in parte o totalmente le reti elettrosaldate.

Il FRC ha un uso ampliato nel settore di ingegneria civile quali:

- Piastre per pavimentazione industriali
- Conci ad archi per gallerie
- Vasche per contenere liquidi
- Serbatoi
- Pannelli a basso spessore

Le Norme tecniche al § C11.2.12 dettano che il calcestruzzo fibrorinforzato se anche appare come un materiale sperimentale, per uso strutturale deve soddisfare oltre i requisiti minimi prestazionali prescritti, il dosaggio minimo delle fibre all' interno della matrice cementizia e non deve essere inferiore allo 0.3% in volume.

2.1 Classificazione dei materiali FRC

La **matrice cementizia** di un FRC è formata da calcestruzzo che deve garantire una buona unione con le fibre. Questo viene realizzato facendo in modo che la granulometria sia ben assortita e ponendo particolare attenzione alla frazione fine dell'aggregato.

Secondo il CNR DT 211-2014 le **fibre** oltre alla natura del materiale inserito nella pasta cementizia, possono essere differenziate in base alla destinazione di uso. Sono considerati strutturali qualora si voglia migliorare la duttilità ovvero la capacità deformativa prima di andare a rottura, oppure non strutturali nel caso si voglia aumentare la resistenza alla fessura da ritiro o resistenza al fuoco.

Come illustrato sotto nella ***Tabella 2.1*** le fibre sono anche caratterizzate da altri parametri tipo:

- La **lunghezza** della fibra (l_f) è la distanza tra l'estremità della fibra, anche importante la lunghezza in sviluppo della fibra (l_d) cioè la misura della linea d'asse della fibra.
- Il **diametro** equivalente (d_f) il diametro di un cerchio con area equivalente all' area media della sezione trasversale della fibra.
- Il **rapporto di aspetto** è definito come rapporto tra la lunghezza della fibra e il diametro equivalente $\frac{l_f}{d_f}$.
- La **resistenza a trazione** delle fibre è la massima forza di trazione che la fibra è capace di sostenere.
- La **forma** con la quale si presentano le fibre, cioè se sono rettilinee, uncinate, ondulate ecc.

Sintetiche e metalliche

TIPO DI FIBRA	COMPOSIZIONE	LUNGHEZZA (mm)	DIAMETRO EQUIVALENTE (mm)	RESISTENZA A TRAZIONE (MPa)	DOSAGGIO consigliato Kg/M.C.
FIBRE METALLICHE	Acciaio	20-30	0.38	1200	20 – 40
FIBRE SINTETICHE	Polimeri	30 - 45	0.71	450	2 - 5

Tabella 2.1 *Tipologia di fibre e le loro caratteristiche*

Si sottolinea dunque che tutte le caratteristiche sopra elencate devono essere in concordo con quanto specificato dalle Norme tecniche, in particolare le fibre devono avere il marchio CE in accordo con le norme Europee armonizzate **EN 14889-1** (per fibre in acciaio) e **EN 14889-2** (per le fibre in materiale polimerica). Le fibre devono garantire a lungo termine la prestazione per la quale è stato progettato il FRC.

2.2 Prestazioni dei FRC

La preparazione e dosaggio dell'impasto di calcestruzzo e fibra non può essere eseguito in cantiere dato che il composito ottenuto a maturazione avvenuta deve soddisfare delle prestazioni ben

precise dettate dal progettista, in termini di resistenza strutturale e non, fino alla fine della vita utile dell'opera, richiedendo quindi un'estrema cautela e precisione sia in fase di mix-design che dopo.
Per motivi sopraelencati la miscela del composito FRC viene fornita sotto forma di calcestruzzo preconfezionato a prestazione garantita. Il che significa che il fornitore è tenuto a garantire le prestazioni prescritte dal progettista seconde le norme nazionali ed europee.

2.2.1 Resistenza residua a trazione

Il comportamento a compressione del FRC è presso che invariato dal comportamento del calcestruzzo senza fibre mentre a trazione il comportamento del FRC è determinabile attraverso delle prove sperimentali.
Il test comunemente usato è la prova a flessione in accordo alla norma UNI EN 14651, che consiste nel sottoporre un provino di dimensione 150x150 mm (bxh) in sezione, 550÷700 mm in lunghezza, intagliato (CMOD) centralmente e appoggiato all'estremità, sottoposto ad un carico concentrato in mezzeria (v. ***Figura 2.1***). La prova presume una misura sperimentale della forza applicata (F) e dell'apertura di fessura alla bocca dell'intaglio (CMOD), il CMOD è il parametro di controllo dell'esperimento.

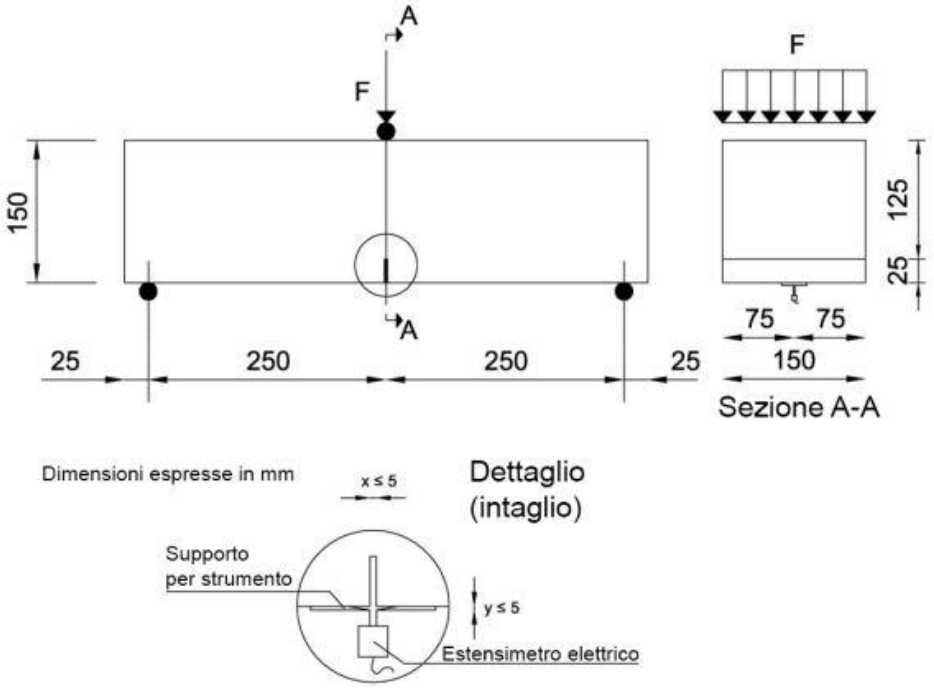


Figura 2.1 *Prova a flessione in accordo alla norma UNI EN 14561 [5]*

Una tipica curva sperimentale, ottenuta dalla prova, è riportata in ***Figura 2.2***

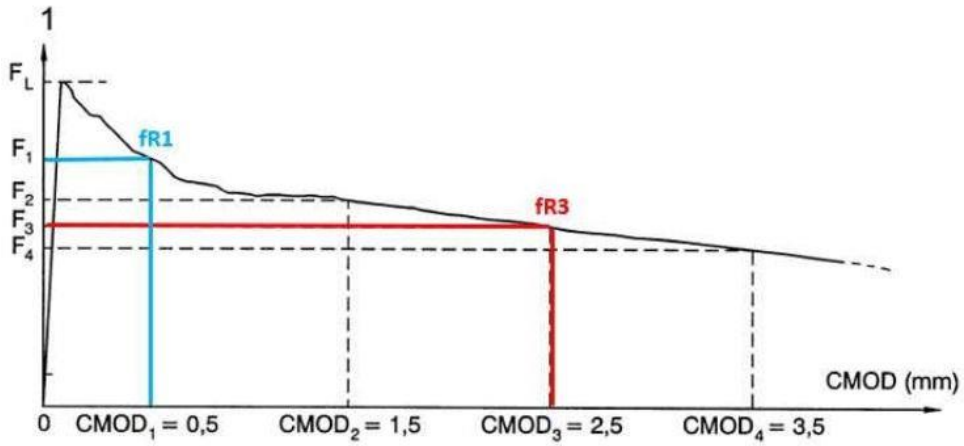


Figura 2.2 *Curva di una prova di flessione condotta secondo la EN 14651 [5]*

Da tali prove si può notare che le fibre conferiscono una resistenza residua al calcestruzzo dopo fessurazione, che gli permette di contrastare la propagazione della stessa apertura.

La resistenza residua è enunciata in termine di tensione nominale, corrispettivi valori dell'apertura della base dell'intaglio (CMOD), pari a 0.5,1.5,2.5, e 3.5 mm.

Il valore della tensione **nominale** $\boldsymbol{f_{Rj}}$ è calcolato attribuendo una distribuzione lineare della tensione nella sezione reagente del provino sopra l'intaglio sottoposto al carico F_j ed è definito dall'equazione seguente [5]:

$$f_{Rj} = \frac{3F_j l}{2bh_{sp}{}^2} \tag{2.1}$$

La **resistenza a trazione** prestabilita è fornita da questa formula:

$$f_L = \frac{3F_L l}{2bh_{sp}{}^2} \tag{2.2}$$

Dove:

- F_j [N] è la forza corrispondente alla apertura CMOD=CMODj
- F_L [N] è la forza massima registrata per aperture compresse tra 0≤CMOD≤0.05 mm
- b è la larghezza della sezione trasversale del provino (mm)
- l è la misura tra gli appoggi del provino (mm)
- h_{sp} è la distanza tra l'estradosso del provino e l'apice dell'intaglio (mm)

Si tiene presente che la dimensione del provino descritto nelle EN 14651 sono idonei a diametri massimi dell'aggregato < 32 mm per il calcestruzzo e lunghezza delle fibre < 60 mm.

Infine, dal confronto tra il calcestruzzo classico (v. ***Figura 2.3***), indicato dall'area grigia delimitata da una linea tratteggiata, e il FRC rappresentato dalla linea continua e spessa, si conclude che questo ultimo grazie all'introduzione delle fibre risulta essere più performante in fase di post fessurazione.

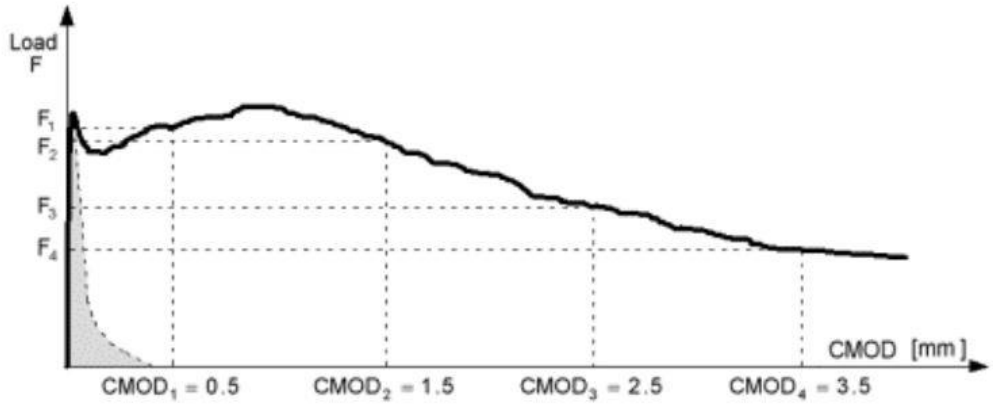


Figura 2.3 *Curva F – CMOD su un provino di calcestruzzo fibrorinforzato, a confronto con calcestruzzo in assenza di fibre [1].*

2.2.2 Classi di prestazione del calcestruzzo fibrorinforzato

Secondo il CNR la prestazione di un FRC è definita secondo i parametri sottoelencati:

- Classe di resistenza a compressione (C25/30);
- Classe di consistenza;
- Classe di esposizione;
- Classe di tenacità, ovvero la resistenza del materiale ad opporsi alla propagazione della fessura.

È inoltre necessario definire le seguenti proprietà:

- dimensione massima dell'aggregato;
- caratteristiche geometriche della fibra;
- materiale utilizzato per la fibra;

La classificazione del FRC per la tenacità viene determinato tramite i valori caratteristici di tensione nominale, $f_{R1,K}$ per $CMOD_1 = 0.5\ mm$ e $f_{R3,K}$ per $CMOD_3 = 2.5\ mm$.

Il valore $f_{R1,K}$ di tensione nominale rappresenta l'apertura di fessure significative nelle condizioni di esercizio mentre $f_{R3,K}$ rappresenta l'apertura di fessura significativo nelle condizioni ultime.

Le classi di prestazione per la tenacità sono individuabili tramite due parametri: un numero e una lettera. Il numero rappresenta il valore di tensione nominale minimo dell'intervallo nell'interno la quale si trova $f_{R1,K}$ e la lettera indica in quale intervallo di rapporto f_{R3k} / f_{R1k} ci troviamo.

L'intervallo di resistenza del parametro $f_{R1,k}$ vera sottoelencato:

1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 4.0, 5.0, 6.0, 8.0, 10.0, 12.0, 14.0 [MPa]

Gli intervalli di rapporto f_{R3k} / f_{R1k} sono classificati in 5 sottoclassi e sono [1]:

a per $0.5 \leq f_{R3k}/f_{R1k} < 0.7$

b per $0.7 \leq f_{R3k}/f_{R1k} < 0.9$

c per $0.9 \leq f_{R3k}/f_{R1k} < 1.1$

d per $1.1 \leq f_{R3k}/f_{R1k} < 1.3$

e per $1.3 \leq f_{R3k}/f_{R1k}$

Per fare un esempio un FRC di classe 1.5 A ha una resistenza nominale f_{R1k} uguale a 1.5 MPa e un valore del rapporto f_{R3k}/f_{R1k} compreso nell'intervallo $0.5 \leq f_{R3k}/f_{R1k} < 0.7$ indicato dalla lettera *a*.

2.2.3 Prestazioni minime

La possibilità di utilizzare il calcestruzzo fibrorinforzato in sostituzione (anche parziale) dell'armatura convenzionale (rete o barre) richiede che il composito raggiunga livelli prestazionali minimi. I requisiti minimi per le pavimentazioni sono riportati nel seguito [1]:

$fR1m / fLm \geq 0.35$
$fR3m / fLm \geq 0.25$

dove:

*fR*1*m* rappresenta il valore medio della resistenza residua a trazione valutata per *CMOD*1 = 0.5 mm con la UNI EN 14651; *fR*3*m* rappresenta il valore medio della resistenza residua a trazione valutata per *CMOD*1 = 2.5 mm; *fLm* rappresenta il valore medio della tensione di picco rilevata nell'intervallo di apertura di fessura 0÷0.05 mm (UNI EN 14651).

Le prestazioni minime definite in precedenza non sono richieste al calcestruzzo fibrorinforzato per impieghi diversi da quello strutturale (cioè quando le fibre sono un rinforzo aggiuntivo che non sostituisce l'armatura tradizionale).

2.3 Comportamento post-picco del FRC

Le introduzioni di materiali fibrosi disposte all'interno del calcestruzzo in maniera dispersa e irregolare consentono di ottenere l'effetto di "bridging" ossia la capacità di ostacolare la propagazione delle fessure in diverse direzioni tenendo uniti i lembi del calcestruzzo sottoposti a sforzi di trazione. Tale comportamento delle fibre conferisce al composito una resistenza residua a trazione anche dopo fessurazione ottenendo così un incremento delle proprietà meccaniche. Le proprietà meccaniche principalmente migliorate sono la tenacità e la duttilità.

Per tenacità si riferisce all'energia necessaria per portare a rottura o ad un valore prefissato di apertura delle fessure un materiale.

La capacità deformativa del FRC in fase post-fessurazione stabilisce la duttilità acquisita dal calcestruzzo per effetto delle fibre e può assumere diversi comportamenti tenso-deformativi influenzate oltre dalla percentuale di volume delle fibre rispetto al volume totale del composito anche da vari fattori quali, il rapporto d'aspetto delle fibre, le caratteristiche fisico-meccaniche delle fibre in aggiunta alle caratteristiche della matrice cementizia. In ***Figura 2.4*** si riporta un esempio di comportamento degradante a sinistra con poche fessurazioni mentre a destra si ha un comportamento incrudente del composito con ramo di post picco crescente e formazioni di più fessure.

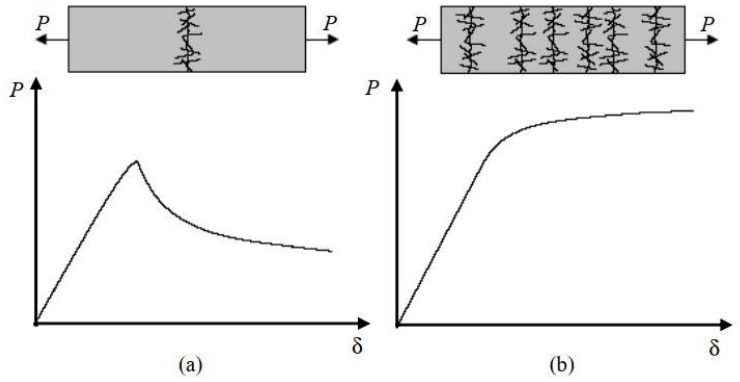


Figura 2.4 *Comportamento fragile e duttile di un materiale fibrorinforzato [5]*

I comportamenti dei materiali FRC in funzione dei fattori sopraelencati possono essere di tipo:

- Softening
- Plastico
- Hardening

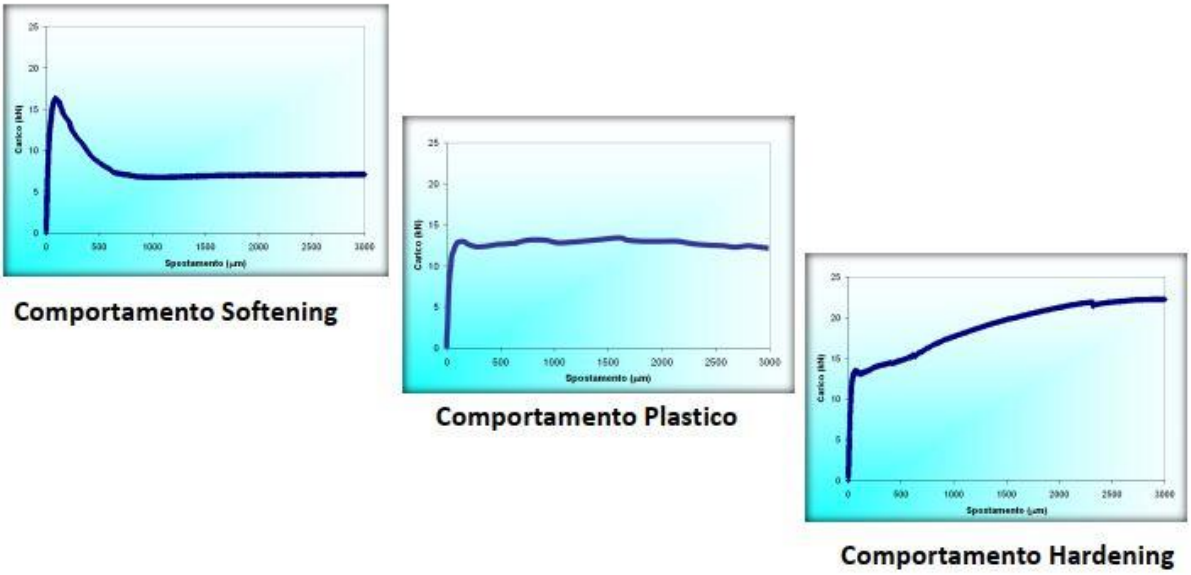


Figura 2.5 *Diverso comportamento del calcestruzzo fibrorinforzato in funzione del dosaggio*

Per comportamento **Softening** si intende un decremento della resistenza residua a trazione al progredire dell'apertura della fessura. In questo caso la rottura avviene in modo fragile, infatti si formano poche fessure poiché la forza applicata viene usata unicamente per far progredire l'apertura già esistente al quanto richiede minor energia e di conseguenza minor forza applicata. Nel caso di calcestruzzo fibrorinforzato con fibre sintetiche non si possono avere degli incrementi di resistenza ma solo un miglioramento della tenacità del materiale.

Il comportamento **Plastico** di un composito si caratterizza da una resistenza residua post picco che si mantiene costante al progredire della fessura. In questo caso per la propagazione delle fessure sono richieste la medesima forza consentendo nel frattempo la formazione di altre fessure. La rottura avviene in maniera duttile.

Infine, il comportamento **Hardening** oppure detto anche incrudente presenta delle resistenze residue a trazione crescenti con l'aumentare dell'ampiezza della fessura. Il che significa per la propagazione della fessura è necessario applicare forze crescenti poiché gran parte dell'energia

viene usata per la formazione di nuove fessure che richiedono meno energia rispetto a quella concepita inizialmente. La rottura avviene totalmente in modo duttile ed è tipica delle fibre in acciaio.

La rottura del calcestruzzo fibrorinforzato sottoposto a sollecitazioni flettenti deve essere esclusivamente per effetto di sfilamento delle fibre ovvero per perdita di aderenza tra calcestruzzo e fibra. Nel caso la rottura avvenga per superamento delle tensioni di snervamento della fibra si raccomanda di rianalizzare il problema in quanto questi tipi di rottura sono anomali al caso studio e possono comportare rotture fragili.

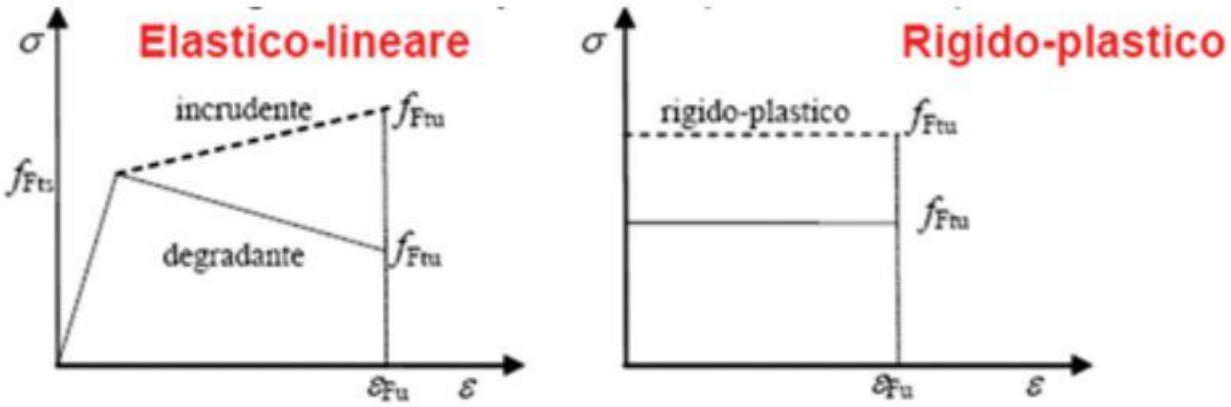


Figura 2.6 Legge costitutive adottate per le pavimentazioni *[6]*

Le leggi costitutive si possono semplificare con rami di post picco rettilinee come rappresentati nella ***Figura 2.6*** con andamento della tensione elastico lineare incrudente o degradante.

Nel CNR DT 211-2014 e nel MC 2010 la legge costitutiva da adottare per le verifiche allo stato limite ultimo delle pavimentazioni industriali è approssimano con un andamento delle tensioni rigido-plastico e tensione limitata a f_{Ftu} definito come nell'equazione:

$$f_{Ftu} = \frac{f_{R,3k}}{3} \tag{2.3}$$

3 MODELLAZIONE DELLE PIASTRE INDUSTRIALI

Il modello di calcolo (***Figura 3.1***) per analizzare le sollecitazioni agenti su una pavimentazione in CA o FRC, può essere schematizzato come un elemento bidimensionale con comportamento a piastra supportato da un letto di elementi elastici indipendenti tra di loro aventi rigidezza k e sottoposti a carichi verticali. In tale modello le piastre sono considerate come degli elementi rigidi elastici, isotropi ed omogenei, equilibrati dalla reazione verticale del sottofondo che risultano proporzionali alla risposta della piastra stessa.

Nel primo capitolo abbiamo trattato come viene definito il modulo di reazione k del terreno espresso in N/mm^3 e le varie azioni agenti su una pavimentazione industriale.

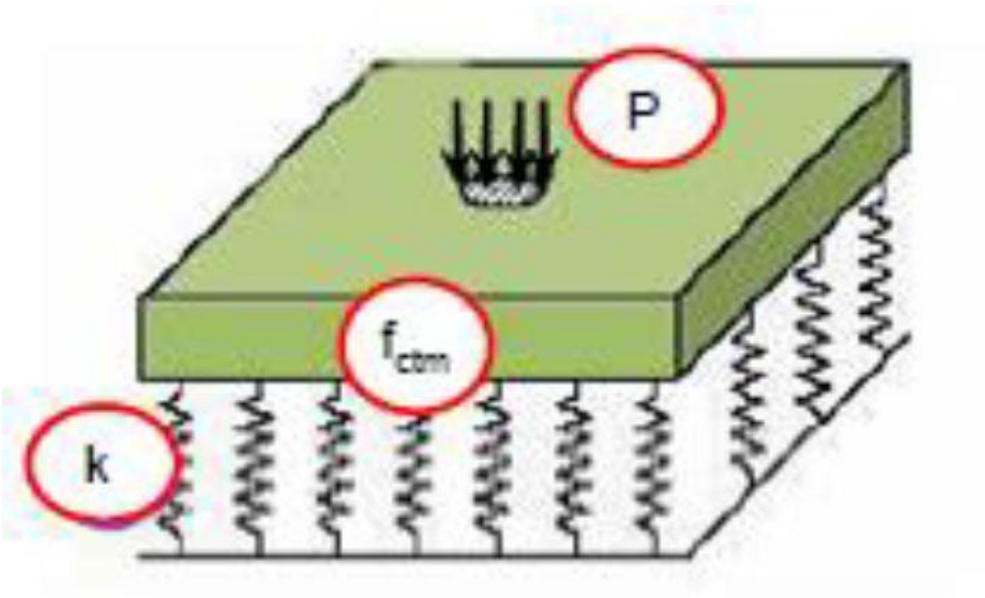


Figura 3.1 *Modello di calcolo per le pavimentazioni su terreno deformabile*

3.1 Analisi elastica lineare

In questa tesi le sollecitazioni dovute alle azioni verticali agenti sulla pavimentazione vengono calcolati secondo un'analisi elastica lineare. Tale analisi si basa nel risolvere l'equazione differenziale del quarto ordine in due variabili (x, y) definita dalla condizione di equilibrio di una piastra indefinita poggiante su un letto di molle di rigidezza k e un carico verticale q. L'equazione di Sophie Germain di una piastra poggiante su un suolo è definita come:

$$D\nabla^4 w(x,y) = q(x,y) - p(x,y) \tag{3.1}$$

Dove:

$\mathrm{D}=\frac{\mathrm{Eh}^3}{12(1-\nu^2)}$ rigidezza flessionale della piastra

ν=coeficiente di Poisson della piastra

$\mathrm{w}(\mathrm{x},\mathrm{y})$ =risposta della piastra in termini di spostamento verticale

$\mathrm{q}(\mathrm{x},\mathrm{y})$=carico verticale agente sulla piastra

$\mathrm{p}(\mathrm{x},\mathrm{y})$=reazione del terreno espressa in negativo perché si oppone al carico applicato

$\nabla^4=\nabla^2 \cdot \nabla^2=\left(\frac{\partial^2}{\partial \mathrm{x}^2}+\frac{\partial^2}{\partial \mathrm{y}^2}\right) \cdot \left(\frac{\partial^2}{\partial \mathrm{x}^2}+\frac{\partial^2}{\partial \mathrm{y}^2}\right)$ operatore Laplaciano al quadrato

La reazione del terreno $\mathrm{p}(x,y)$ per un terreno deformabile con comportamento alla Winkler è direttamente proporzionale alla risposta della piastra di un fattore pari alla rigidezza k del terreno stesso.

$$\mathrm{p}(\mathrm{x},\mathrm{y}) = \mathrm{k} \cdot \mathrm{w}(\mathrm{x},\mathrm{y}) \tag{3.2}$$

Per comportamento alla Winkler del terreno si intende un comportamento elastico del suolo in cui sussiste una legge lineare che lega gli spostamenti con la reazione del terreno. In realtà ci sono diversi modelli caratterizzanti il comportamento del suolo ma in questa tesi ci limitiamo al solo comportamento sopraindicato.

L'equazione 3.1 diventa allora:

$$D\nabla^4 w(x,y) = q(x,y) - k \cdot w(x,y) \tag{3.3}$$

$$\nabla^4 w(x,y) + k \cdot \frac{w(x,y)}{D} = \frac{q(x,y)}{D} \tag{3.4}$$

La soluzione dell'equazione differenziale definita nell'equazione 3.4 risulta essere molto complessa. Con opportuni modelli matematici è possibile comunque definire in modo analitico l'equazione che governa la risposta della piastra in termini di spostamento.

Noti gli spostamenti per derivazione ed integrazione è possibile definire sia il campo tenso-deformativo che quello delle sollecitazioni flessionali.

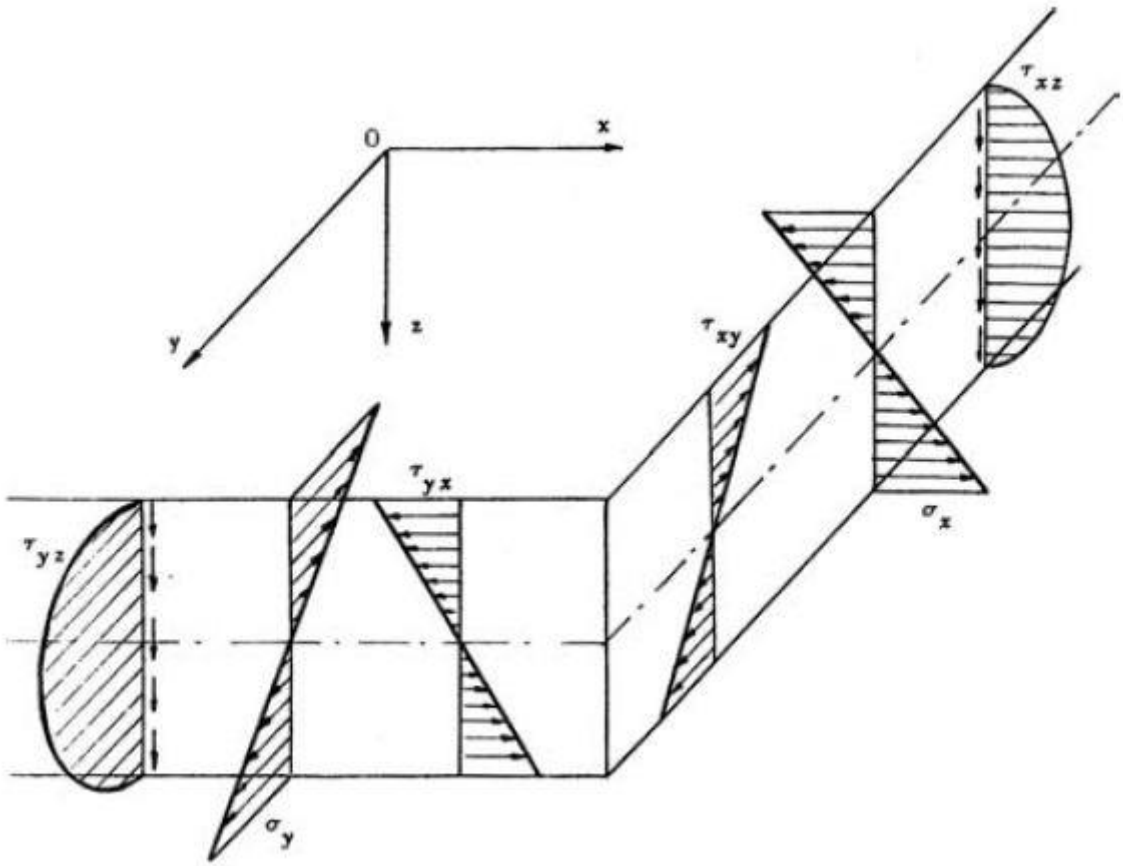


Figura 3.2 *Stato tensionale della pavimentazione [7]*

Lo stato tensionale *(v.* ***Figura 3.2****)* della piastra si ottiene derivando due volte il campo degli spostamenti ed è definito come segue:

$$\sigma_x = \frac{Ez}{1-\nu^2}\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right) \tag{3.5}$$

$$\sigma_y = \frac{Ez}{1-\nu^2}\left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\right) \tag{3.6}$$

$$\sigma_z = 0 \tag{3.7}$$

$$\tau_{xz} = \frac{E}{1-\nu^2}\left(\frac{h^2}{8} - \frac{z^2}{2}\right)\frac{\partial}{\partial x}\Delta w \tag{3.8}$$

$$\tau_{yz} = \frac{E}{1-\nu^2}\left(\frac{h^2}{8} - \frac{z^2}{2}\right)\frac{\partial}{\partial y}\Delta w \tag{3.9}$$

$$\tau_{xy} = \frac{Ez}{1+\nu}\frac{\partial^2 W}{\partial x\,\partial y} \tag{3.10}$$

Una volta definito lo stato tensionale le sollecitazioni flessionali sono semplicemente ottenute per integrazione dello stato tensionale lungo lo spessore della piastra.

$$M_x = \int_{-\frac{h}{2}}^{+\frac{h}{2}} \sigma_x z dz = D\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right) \tag{3.11}$$

$$M_y = \int_{-\frac{h}{2}}^{+\frac{h}{2}} \sigma_y z dz = D\left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\right) \tag{3.12}$$

$$M_{xy} = \int_{-\frac{h}{2}}^{+\frac{h}{2}} \tau_{xy} z dz = D(1-\nu)\frac{\partial^2 w}{\partial x\,\partial y} \tag{3.13}$$

$$T_x = \int_{-\frac{h}{2}}^{+\frac{h}{2}} \tau_{xz} z dz = D\frac{\partial}{\partial x}\Delta w \tag{3.14}$$

$$T_y = \int_{-\frac{h}{2}}^{+\frac{h}{2}} \tau_{yz} z dz = D\frac{\partial}{\partial y}\Delta w \tag{3.14}$$

La verifica di stato limite ultimo e di esercizio si esegue per le sollecitazioni definiti in direzione principale in cui gli sforzi misti ***xy*** sono nulli. In tale direzione abbiamo le sollecitazioni massime e minime definite dall'equazione seguente:

$$M_{1,2} = \frac{M_x + M_y}{2} \pm \sqrt{(Mx - M_y)^2 + 4M_{xy}^2} \tag{3.15}$$

Mentre l'angolo θ che individua la direzione principale è dato da:

$$tan(2\theta) = \frac{2M_{xy}}{Mx - My} \tag{3.16}$$

3.1.1 Metodo di Westergaard

Il metodo di Westergaard calcola la tensione di trazione massima per un carico concentrato con area di contatto circolare e applicato al centro, bordo e spigolo di una pavimentazione infinitamente estesa e poggiante su un suolo modellabile alla Winkler.

Per prima cosa si definisce il raggio di rigidezza relativo l che rappresenta la distanza tra il punto con massima sollecitazione di momento positivo, che coincide con il punto di applicazione della forza, e il punto con momento flettente nullo (v. ***Figura 3.3***). Quindi la zona delimitata dalla circonferenza di perimetro **2πl** definisce la zona più critica.

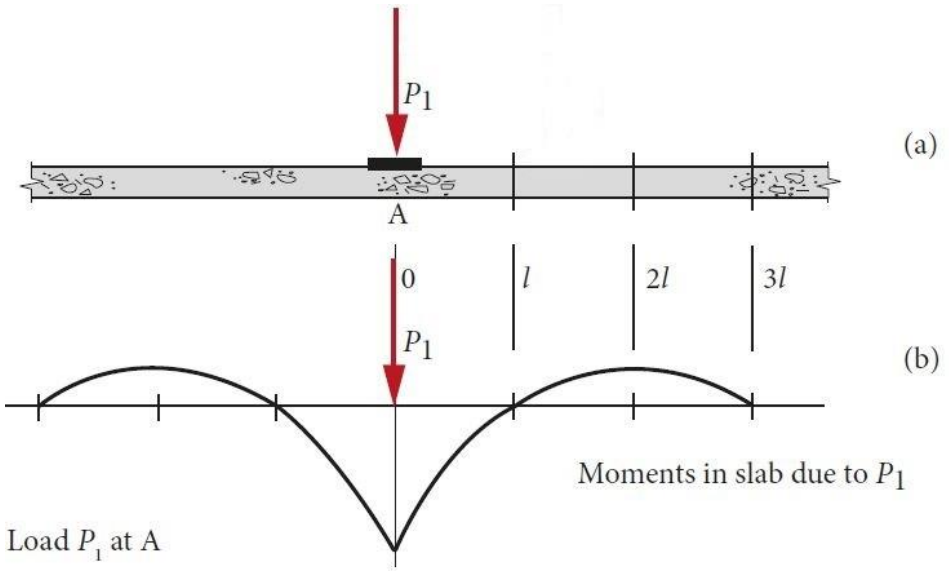


Figura 3.3 *Andamento del momento flettente per il carico P_1 applicato in A [2]*

Il raggio di rigidezza relativo espresso in mm è dato dalla seguente equazione:

$$l = \sqrt[4]{\frac{D}{k}} = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)k}} \tag{3.17}$$

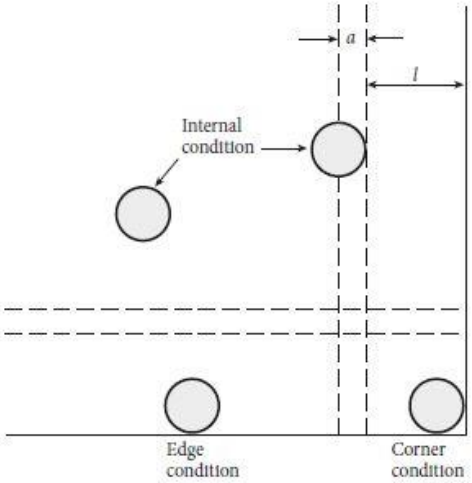


Figura 3.4 *Diverse posizioni di carico concentrato agenti su una piastra [2]*

Tramite le formule chiuse di Westergaard è possibile calcolare la massima tensione di trazione agente all'intradosso di una pavimentazione per un carico concentrato con area di contatto circolare avente raggio **a** per le tre condizioni di carico definite in ***Figura 3.4***.

Carico posizionato al centro:

$$\sigma_{0,centro} = 1{,}264\frac{P}{h^2}\left(\log\frac{l}{b} + 0.267\right) \tag{3.18}$$

Carico posizionato al bordo:

$$\sigma_{0,bordo} = 2{,}88\frac{P}{h^2}\left(\log\frac{l}{b} + 0.090\right) \tag{3.19}$$

Carico posizionato allo spigolo:

$$\sigma_{0,spigolo} = 3\frac{P}{h^2}\left(1 - 1{,}23\left(\frac{\mathrm{a}}{\mathrm{l}}\right)^{0,6}\right) \tag{3.20}$$

Dove:

- l=raggio di rigidezza relativo definito nell'equazione 3.17
- P=carico concentrato applicato
- a=$\sqrt{\mathrm{Ac}/\pi}$ raggio equivalente dell'area di contatto equivalente
- $b = \sqrt{1{,}6a^2 + h^2} - 0{,}675h$ per a/h<1,724 (3.21)
- b=a per a/h>1,724 (3.22)

Le formule di Westergaard si possono usare solo nel caso di un unico carico concentrato. In casi diversi, si deve ricorre ad altri modelli che possono considerare l'effetto di un altro carico nelle configurazioni di carichi combinati. Per cui, si raccomanda di usare tale metodo solo per un'analisi di massima utile per definire un primo spessore che dovrà poi essere verificato a posteriori per gli stati limiti ultimi e di esercizio con un'analisi più completa e dettagliata.
Inoltre, le formule di Westergaard non definiscono le tensioni di trazione all'estradosso della pavimentazione che nella maggior parte dei casi sono una richiesta da soddisfare in esercizio in modo da evitare la fessurazione negli strati di usura.

3.1.2 Modello FEM

L'analisi lineare agli elementi finiti di una pavimentazione soggetta a carichi verticali permette di ottenere dei risultati più dettagliati in termini di deformata, spostamento e sollecitazioni.
L'analisi FEM consiste nel modellare la pavimentazione come un insieme di elementi bidimensionali (gusci), di forma quadrangolare, a 4 nodi e isoparametrici, interconnessi tra di loro e soggetti a dei carichi nodali o carichi distribuiti su tutta la superficie dell'elemento finito. Il guscio è schematizzabile come una piastra supportata da 4 connessioni rigide verticali aventi rigidezza k applicate sui nodi del guscio stesso. Per ogni singolo elemento bidimensionale si calcola la matrice di rigidezza nel sistema di riferimento locale e di conseguenza, con l'uso di matrici di trasformazione ed espansione, si definisce la matrice di rigidezza globale riferita al singolo elemento finito. Infine, tramite l'operazione di assemblaggio si ottiene la matrice di rigidezza globale dell'intero sistema. Definiti i carichi nodali e le condizioni al contorno il problema si riduce in una soluzione di un sistema lineare in cui gli spostamenti risultano le uniche incognite.

A questo punto un risolutore automatico risolve il sistema di equazioni lineari, discretizzate nei N nodi costituenti l'intera struttura. Noti gli spostamenti nodali tramite le funzioni di forma è possibile trasformare il campo degli spostamenti da forma discreta a quella continua. Dopo di che per la determinazione delle sollecitazioni si procede per derivazione ed integrazione della funzione di campo come precedentemente spiegato all'inizio di questo capitolo.

3.1.3 Configurazioni di carico a SLU e SLE

Le configurazioni di carico da considerare dipendono dall'entità di sollecitazione che si vuole massimizzare e verificare a SLU e SLE.

Per pavimentazioni soggette a più di un carico, il progettista è tenuto ad individuare tutte le configurazioni di carico più critiche che creano la condizione più sfavorevole. Ogni schema di carico critico viene verificato separatamente in quanto i diversi schemi non possono agire in concomitanza sulla pavimentazione.

Nell'analisi elastica lineare è possibile applicare il principio di sovrapposizione degli effetti per valutare le sollecitazioni prodotte da una combinazione dei carichi. Quindi, saper descrivere l'andamento delle sollecitazioni attraverso dei parametri, quali il raggio di rigidezza relativa, aiuta a capire le potenziali posizioni che possono assumere i carichi nella combinazione degli effetti per massimizzare la sollecitazione voluta.

Il raggio di rigidezza relativo l, oltre alla distanza tra il punto di massimo momento flettente positivo e quello nullo, caratterizza anche il punto di massimo momento negativo e il successivo annullamento posti ad una distanza rispettivamente di $2l$ e $3l$ dal punto di applicazione della forza P_1. Quindi, nei punti oltre una distanza di $3l$ dal punto di applicazione della forza, le sollecitazioni flettenti possono essere trascurate dato che esse seguono una funzione con alto percentuale di smorzamento.

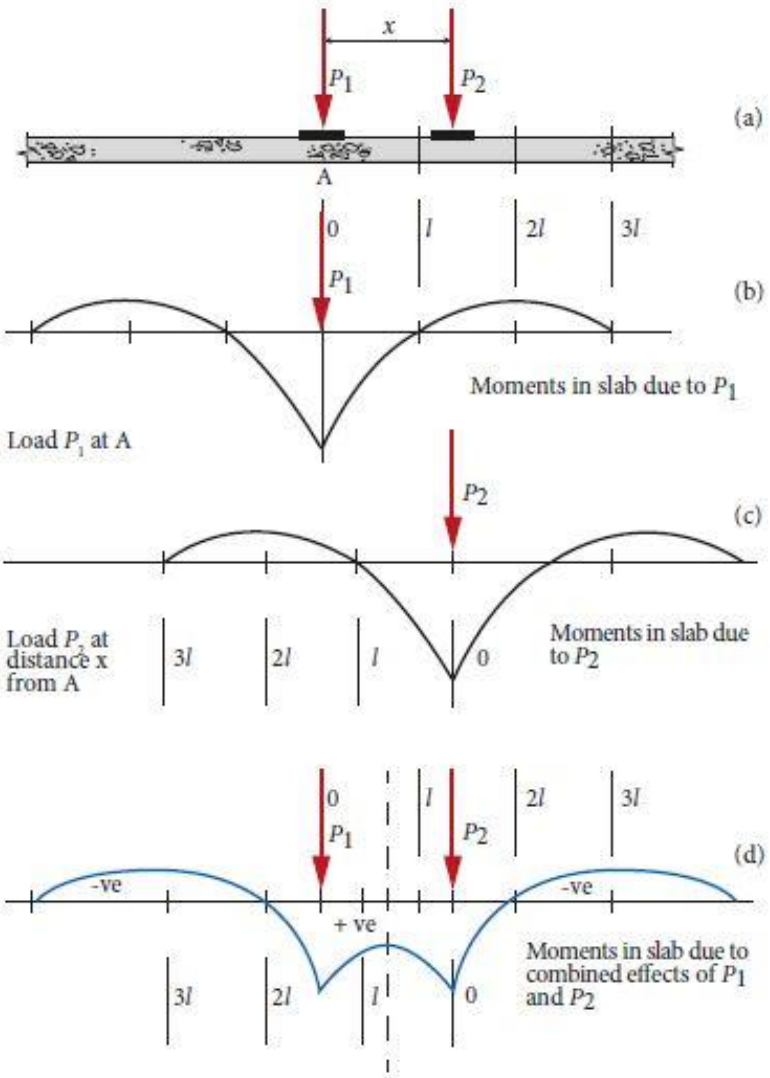


Figura 3.5 *Effetto della combinazione di due carichi concentrati P_1 e P_2 [2]*

Nel caso di un carico addizionale P_2 posto ad una distanza x da P_1 (v. ***Figura 3.5***), l'andamento delle sollecitazioni flettenti che si ottiene dalla combinazione dei due carichi dipende dalla distanza tra i carichi stessi. Gli effetti della combinazione dei due carichi P_1 e P_2 in base alla distanza x è:

- Per **x<l** il momento positivo in A cresce
- Per **l<x<3l** il momento positivo in A decresce ma di piccole entità
- Per **x>3l** l'effetto del carico addizionale sul momento positivo in A è trascurabile
- Per **4l<x<5l** l'effetto del carico addizionale fa crescere il momento negativo

Per esempio, se si vuole massimizzare il momento positivo in A il carico P_2 deve essere posizionato ad una distanza x<l e il più vicino possibile al carico P_1 rispettando i vincoli geometrici dei carichi stessi (ingombri dovuti alla larghezza e lunghezza di entrambi i carelli). Riferendosi sempre a questo esempio, se i vincoli geometrici del carello stesso non permettono di posizionare il carico P_2 ad una distanza di x<l la condizione più sfavorevole è data solo dal carico P_1 e quindi non considerando il carico addizionale.

3.2 Verifica a SLU

La verifica a stato limite ultimo consiste nell'assicurarsi che la piastra sia in grado di resistere alle sollecitazioni di progetto ottenute dalla combinazione delle azioni fondamentali di momento flettente, taglio e punzonamento. Tale meccanismo di resistenza deve assumere una condizione limite della pavimentazione dipendente esclusivamente dalla proprietà del materiale utilizzato, in questo caso il FRC.

La configurazione di SLU degli elementi strutturali realizzati in FRC è definita con vari modelli che interpretano in diversi modi la legge costitutiva del materiale utilizzato. I modelli più comuni sono dettati dalla RILEM, il MODEL CODE 10 e il CNR DT 211-2014. Nel nostro caso si è scelto di adoperare il modello proposto dal CNR DT 211-2014.

3.2.1 Verifica a scorrimento

Azioni che inducono variazioni volumetriche della pavimentazione, tipiche delle deformazioni dovute a ritiro o temperatura, fanno nascere delle tensioni tangenziali.

Normalmente sulla superficie di contatto tra il sottofondo e la pavimentazione esiste un potenziale piano di scorrimento e tali tensioni indotte dalle variazioni volumetriche, per norma devono essere inferiori alla resistenza di attrito del terreno sottostante per impedire eventuali scorrimenti della pavimentazione stessa.

La resistenza alle tensioni tangenziali è data dalla seguente equazione [1]:

$$\tau_{attr} = \mu \cdot p \tag{3.23}$$

Dove:

- τ_{attr}= tensione tangenziale all'intradosso della pavimentazione;
- μ = coefficiente di attrito (v. ***Tabella 3.1***);
- p = pressione normale alla superficie di contatto piastra-sottofondo dovuto al peso proprio e carichi permanenti;

Superfici di contatto	Coefficiente di attrito [μ]
Sabbia pulita e ghiaia	1.6
Emulsione di asfalto	2.0
Sottofondo granulare	1.3
Terreno plastico (argilla)	1.7
Doppio foglio di polietilene	0.5
Singolo foglio di polietilene	0.7
Strato di sabbia	0.9
Manto di asfalto	3.2
Calcestruzzo	>2.0

Tabella 3.1 *Coefficienti di attrito in funzione della natura del sottofondo [1]*

3.2.2 Verifica a flessione

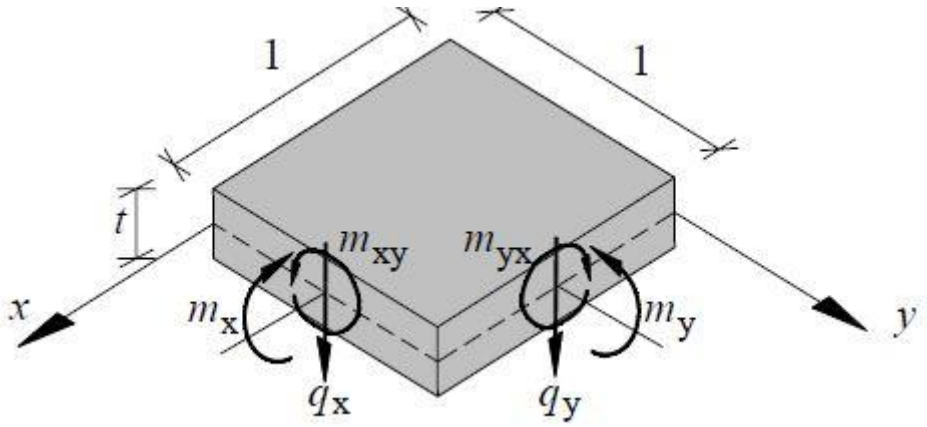


Figura 3.6 *Momento flettenti agenti su un concio di piastra [6]*

La pavimentazione sottoposta a sollecitazioni agenti (come rappresentato in ***Figura 3.6)*** e con sforzi normali nulli, deve essere verificata per SLU a flessione semplice. Le sollecitazioni di progetto vengono calcolate secondo la direzione principale in cui gli sforzi misti M_{xy} risultano nulli. I momenti sollecitanti principali M_1 e M_2 e la direzione principale θ sono precedentemente descritti nelle equazioni 3.15 e 3.16 e rappresentabili come in ***Figura 3.7*.**

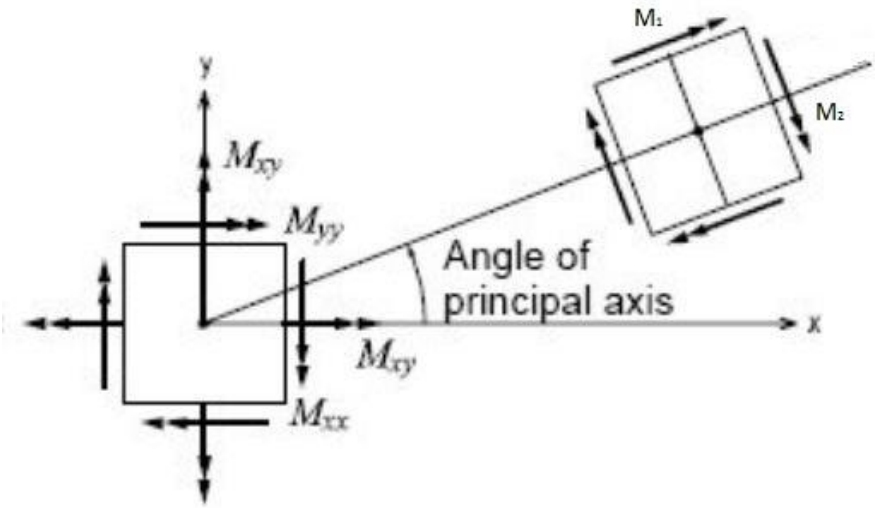


Figura 3.7 *Momenti e direzione principale dello stato flessionale*

Il modello di calcolo è un concio di piastra di dimensione unitaria con sollecitazioni e resistenze riferite ad una base reagente di larghezza pari ad 1 m.

Il momento resistente è ottenuto dall'equilibrio alla rotazione delle forze risultanti di compressione e trazione agenti lungo lo spessore della piastra e governato da una legge costitutiva del materiale resistente assumendo una configurazione di stato limite ultimo. Per configurazione di stato limite ultimo si intende il raggiungimento della deformazione di rottura dei materiali utilizzati almeno in un punto della sezione reagente.

Quindi la legge costitutiva della sezione resistente è caratterizzata dalla scelta di materiale utilizzato che a sua volta influenza la resistenza della pavimentazione.

In base alla scelta dei materiali resistenti a flessione si hanno le seguenti configurazioni di stato limite ultimo:

- Piastra senza armatura
- Piastra con armatura
- Piastra in FRC

Piastra senza armatura

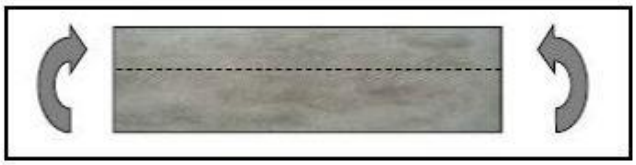


Figura 3.8 *Piastra senza armatura convenzionale [8]*

Il momento resistente di una pavimentazione senza armatura tradizionale soggetta a flessione è calcolato in regime elastico in quanto il calcestruzzo è l'unico elemento resistente e non sono ammessi fessurazioni del calcestruzzo perciò bisogna limitare la tensione a f_{cfd} . Il momento resistente è dato dalla seguente equazione:

$$m_{rd} = \frac{f_{cfd} \cdot t^2}{6} \tag{3.23}$$

$$f_{cfd} = f_{ctm} \cdot \left(1.6 - \frac{t}{1000}\right) / \gamma_m \tag{3.23b}$$

Dove:

- t=spessore della pavimentazione
- f_{ctm} resistenza media a trazione del calcestruzzo

La verifica può essere eseguita anche direttamente in termini di tensioni verificando che le tensioni in esercizio siano inferiori alla resistenza a trazione del calcestruzzo.

Piastra con armatura convenzionale

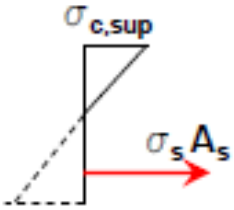


Figura 3.9 *Piastra con armatura convenzionale A_s [8]*

Le pavimentazioni industriali in CA di solito sono armate con maglie di acciaio elettrosaldate a passo costante e posizionate all'intradosso della piastra. Tale scelta è giustificata dal fatto che le sollecitazioni flettenti massime si hanno per momenti positivi e quelli negativi sono circa il 20% di questi ultimi. L'armatura può essere posizionata anche in mezzeria oppure in entrambi i lembi.
Nel primo caso, pavimentazioni con solo armatura posizionata al lembo inferiore, la resistenza a momento positivo è data dall'equazione classica di elementi in cemento armato:

$$m^{+}_{rd,arm} = 0{,}95 \cdot d \cdot A_s \cdot f_{yd} \tag{3.24}$$

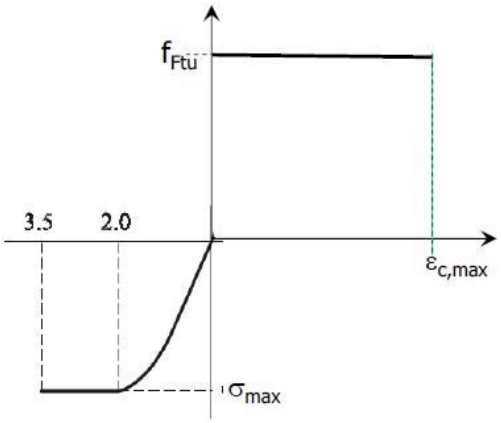
Dove:

- d= profondità delle barre di armatura dal lembo compresso
- A_s =aria dell'armatura disposta lungo una base reagente di un metro
- f_{yd} = tensione di snervamento di progetto dell'acciaio

Per le sollecitazioni flettenti che tendono alle fibre superiori la resistenza è affidata al calcestruzzo per cui sono da verificare secondo il criterio descritto precedentemente per le piastre senza armatura.
Nel caso di armatura in intradosso ed estradosso le verifiche per flessione a momento positivo e negativo si eseguono adoperando sempre la usuale equazione definita in 3.24 considerando rispettivamente l'armatura inferiore e superiore.
Infine, la scelta di posizionare le maglie di acciaio in mezzeria consente il vantaggio di sfruttare un'unica armatura sia a momento positivo che negativo e il momento resistente calcolabile con l'equazione 3.24 ponendo ***d=0.5h***.

Piastra in FRC

Le pavimentazioni realizzate in solo FRC, durante gli sforzi di trazione le fibre in acciaio o plastica tengono uniti il calcestruzzo grazie alla loro resistenza a tale, sollecitazione ma essendo distribuiti e orientati in maniera del tutto casuale il contributo di resistenza a SLU delle sole fibre non è calcolabile come per le barre di armatura. Per cui, per definire la resistenza a trazione di una pavimentazione in FRC è necessario tracciare la legge costitutiva a trazione del composito calcestruzzo + fibra tramite delle prove di flessione eseguite in laboratorio apposito. Tali prove consistono nel definire la resistenza residua caratteristica a trazione usando un certo numero di provini aventi un intaglio, sezione e lunghezza standard definiti nell'Euro codice, e sottoposti a prova di flessione su tre punti. Ovviamente la caratterizzazione delle resistenze, descritte al capitolo 2, richiede diversi step da eseguire in totale professionalità e precisione, cosa non fattibile in cantiere. Infatti, le indicazioni sulla resistenza del FRC vengono forniti dal produttore in funzione della prestazione scelta dal progettista.



$$f_{Ftu} = \frac{f_{R3}}{3}$$

Figura 3.10 *Legge costitutiva del FRC a SLU flessione [6]*

Per le verifiche a SLU delle pavimentazioni in FRC soggette a flessione semplice, per determinare le resistenze ultime di progetto il CNR 211-2014 propone la legge costitutiva rappresentata in ***Figura 3.10***.

L'andamento tenso-deformativo del FRC a compressione segue la classica legge del calcestruzzo normale. Mentre a trazione abbiamo un comportamento perfettamente plastico fino al raggiungimento della deformazione ultima $\varepsilon_{c,max}$= 2.5%.

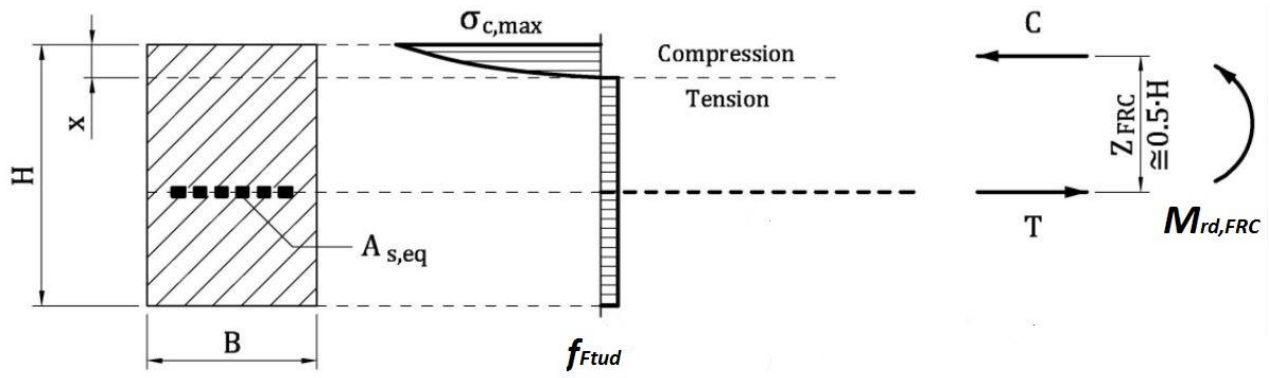


Figura 3.11 *meccanismo di calcolo del momento resistente*

Il momento resistente della pavimentazione in FRC è calcolato secondo il meccanismo rappresentato in ***Figura 3.11*** ed è dato dalla seguente equazione:

$$m_{rd,FRC} = \frac{f_{Ftud} \cdot t^2}{2} \tag{3.25}$$

Dove:

- f_{Ftud} = $f_{R3,d}$/3 è la resistenza di progetto ridotta a trazione con CMOD=2.5 mm
- t = spessore della piastra

Tale resistenza del FRC è sfruttabile sia per sollecitazioni con momento positivo che per momento negativo e nel caso di pavimentazioni realizzate in FRC e armatura convenzionale, la verifica di SLU viene eseguita semplicemente sommando i due contributi di resistenza a flessione.

Armatura minima

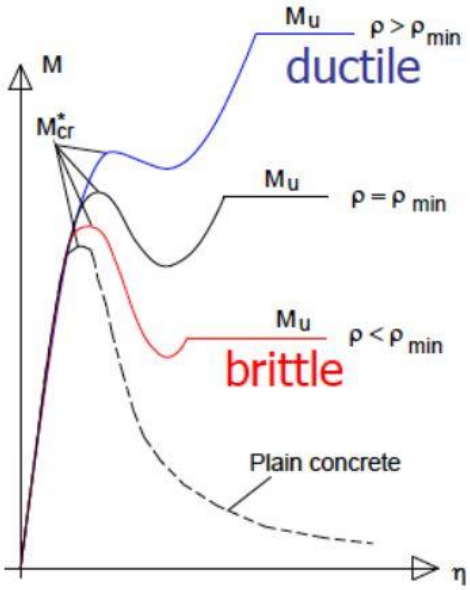


Figura 3.12 *Grafico momento-curvatura in funzione della percentuale di armatura ρ.*

Il calcestruzzo è un materiale fragile e l'introduzione di fibre o barre di acciaio migliorano la sua duttilità. Quindi il comportamento duttile del calcestruzzo aumenta all'aumentare della percentuale di armatura ρ o della quantità della fibra introdotta in esso (v. ***Figura 3.12***).

Per evitare collassi di tipo fragili bisogna accertarsi che il momento di fessurazione sia minore del momento resistente. Il che significa il calcestruzzo prima di andare a rottura si deve fessurarsi dando così un minimo di preavviso sul suo stato di danneggiamento.

Il momento di prima fessurazione per strutture in CA viene calcolato in regime elastico ponendo ai lembi inferiori e superiori la tensione massima di trazione del calcestruzzo ovvero il f_{ctd}. L'armatura minima si determina dall'uguaglianza tra il momento ultimo e il momento di fessurazione.

Nel caso di piastre in FRC e armatura tradizionale l'armatura minima è data dalla seguente equazione [9]:

$$A_{s,min} = \left(k_C \cdot k_s \cdot k_p \cdot f_{ctm} - f_{Ftsm}\right) \cdot \frac{A_{ct}}{\sigma_s} \tag{3.26}$$

Dove:

- f_{ctm} = valore medio di resistenza a trazione
- f_{Ftsm}=valore medio di resistenza residua in esercizio del calcestruzzo fibrorinforzato
- A_{ct}= area del calcestruzzo in zona tesa calcolato al limite elastico degli sforzi in esercizio
- σ_s =tensione delle barre in acciaio in fase fessurata di solito pari alla tensione di snervamento
- k_C, k_s, k_p sono dei coefficienti correttivi i cui valori sono tabulati dall'EC2.

Dall'equazione 3.25 si evince che la presenza di fibre abbassa il quantitativo di armatura minima da disporre. Nel caso in cui tale equazione assuma dei valori negativi, l'armatura in acciaio non è più necessaria e le fibre sono in grado di garantire una resistenza maggiore delle sollecitazioni di prima fessurazione.

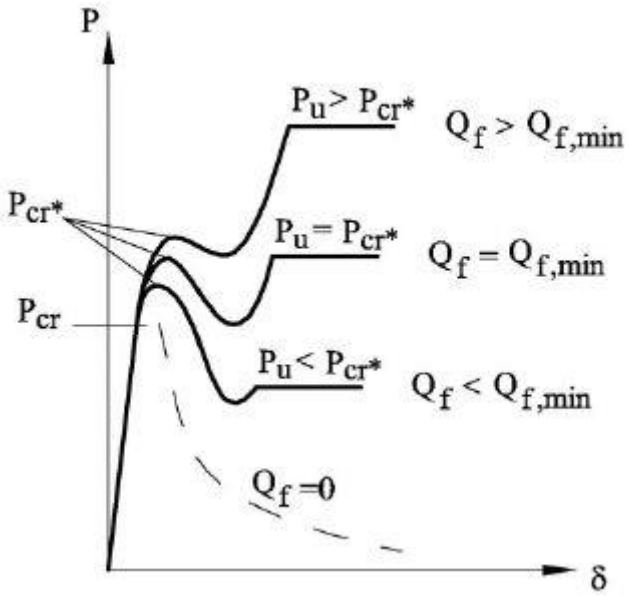


Figura 3.13 *Grafico forza-spostamento in funzione della quantità di fibra Qf.*

Anche per pavimentazioni in solo FRC, in modo analogo al caso precedentemente visto, il quantitativo di fibra influenza il comportamento duttile della piastra (v. ***Figura 3.13***). Ma in questo caso non si pone tale problema al quanto i produttori stessi sono obbligati per norma a effettuare delle prove in laboratorio per stabilire il minimo quantitativo di fibre in grado di garantire il superamento della resistenza rispetto alle sollecitazioni di prima fessurazione.

3.2.3 Verifica a taglio

Le pavimentazioni industriali di solito non dispongono delle armature a taglio se non in condizioni assai critiche. Normalmente il valore di resistenza a taglio della piastra è dato dal contributo dell'armatura longitudinale e in assenza di quest'ultima dal solo calcestruzzo.
Di seguito si definisce nell'equazione 3.26 la resistenza a taglio di una piastra armata a flessione in FRC in assenza di armatura trasversale e base reagente b_w unitaria.

$$V_{Rd,F} = \{v_{Rd,F} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot \mathrm{d} \tag{3.27}$$

$$v_{Rd,F} = \frac{0{,}18}{\gamma_c} \cdot k \left[100 \cdot \rho \left(1 + 7.5 \cdot \frac{f_{Ftuk}}{f_{ctk}}\right) \cdot f_{\mathrm{ck}}\right]^{1/3} \tag{3.27b}$$

Dove:

- γ_c è il coefficiente parziale del calcestruzzo compresso pari a 1.5;
- k è un fattore che tiene conto dell'effetto scala ed è pari a $1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2{,}0$ con d in mm
- ρ è la percentuale di armatura ancorata al lembo teso nella sezione considerata per la verifica, per le piastre è pari a $\sqrt{\rho_{\mathrm{x}} \cdot \rho_{\mathrm{y}}}$ dove $\rho_{\mathrm{x}} = A_{\mathrm{sx}}/b \cdot d$ e $\rho_{\mathrm{y}} = A_{\mathrm{sy}}/b \cdot d$
- A_{sx} e A_{sy} sono l'area dell'armatura tesa sufficientemente ancorata oltre la sezione considerata in direzione x e y;
- f_{Ftuk} è il valore caratteristico della resistenza residua ultima a trazione del calcestruzzo fibrorinforzato, valutata da legame costitutivo rigido-plastico o dal legame costitutivo lineare assumendo *CMOD* = 1.5 mm;
- f_{ctk} è il valore caratteristico della resistenza a trazione del calcestruzzo
- f_{ck} è il valore caratteristico della resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo
- σ_{cp}= N_{Ed}/A_cè la tensione media agente dovuto allo sforzo normale di precompressione
- b_w è la più piccola corda nella parte tesa della sezione trasversale dell'elemento.

La resistenza minima a taglio è data dalla seguente equazione:

$$V_{Rd,Cmin} = \{v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot \mathrm{d} \tag{3.28}$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{\ 1/2} \tag{3.28b}$$

La resistenza a taglio di progetto è:

$$V_{Rd} = \max\{V_{Rd,Cmin}; V_{Rd,F}\} \tag{3.29}$$

In caso di assenza di fibre la componente f_{Ftuk} risulta essere nulla e l'equazione 3.27 si riconduce alla classica formula di resistenza a taglio delle strutture in CA. Mentre per strutture in FRC armate la resistenza al taglio aumenta se confrontata con l'elemento senza fibre dando un contribuito positivo.

Dalle equazioni sopradescritte si conclude che le fibre in caso di assenza di armatura non danno nessun contribuito e la resistenza a taglio è solo lato calcestruzzo ovvero $V_{Rd,Cmin}$ mentre negli elementi armati hanno un contribuito positivo migliorandone la sua resistenza.

Per elementi tozzi da prove sperimentali si è notato che il loro contribuito alla resistenza a taglio non è ben definibile in quanto le fibre risultano troppo disperse e difficilmente prevedibili.

3.2.4 Verifica a punzonamento

La verifica di resistenza a punzonamento viene eseguita in due condizioni critiche:

- Taglio sulla superficie di contatto
- Taglio sul perimetro critico definito a una distanza 2d dal punto di applicazione della forza

Le azioni punzonanti sono carichi concentrati agenti sulla pavimentazione e provenienti, ad esempio, da piedritti degli scaffali, carelli elevatori, muletti ecc.…

La resistenza al punzonamento è definita dall' EC2 e si riferisce al solo contribuito del calcestruzzo.

In caso di piastra in solo FRC la profondità effettiva delle fibre non è specificata per cui il TR 34 propone di porre d=0.75 spessore.

Taglio sulla superficie di contatto

Secondo l'EC2 nella zona di contatto tra la superficie in cui agisce il carico concentrato e la piastra il taglio sollecitante non deve superare il valore di $P_{p,max}$ definito dalla seguente equazione:

$$P_{ac,max}=v_{max} \cdot u_0 \cdot d \tag{3.30}$$

$$v_{max}=0.5 \cdot \nu \cdot f_{cd} \tag{3.30b}$$

Dove:

- $P_{ac,max}$ è la resistenza di punzonamento all'area di contatto del carico concentrato
- v_{max} è la massima tensione di taglio sopportabile dalla piastra
- u_0 è il perimetro dell'area caricata facendo riferimento alla dimensione effettiva della piastra di appoggio (v. ***Figura 1.11*** al capito 1)
- d è la profondità effettiva delle barre di armatura e per piastre in solo FRC d=0.75 spessore
- ν =0.6· $(1 - f_{ck}/250)$ definito da EC2
- f_{cd} è la resistenza di progetto cilindrica a compressione del calcestruzzo

Taglio sul perimetro critico

La resistenza di punzonamento, data dalla forza risultante degli sforzi massimi di taglio supportabili dalla piastra e distribuiti lungo il perimetro critico definito ad una distanza 2d dall'area di contatto della forza concentrata, deve essere maggiore del carico agente ed è definito nell'equazione seguente:

$$P_{pc,max}=v_{rd,c} \cdot u_1 \cdot d \tag{3.31}$$

Dove:

- $P_{pc,max}$ è la resistenza di punzonamento al perimetro critico
- $v_{rd,c}$ è la tensione resistente a taglio definito come il massimo dei valori riportati all'equazione 3.27b e 3.28b senza considerare i contributi delle fibre e
- u_1è il perimetro critico

Il perimetro critico o detto anche perimetro di controllo varia al variare della posizione del carico concentrato all'interno della pavimentazione. Nella fattispecie esso può assumere tre posizioni critici quali carichi agenti in zona centro, bordo e spigolo. In ***Figura 3.14*** si rappresentano i rispettivi casi e il relativo perimetro critico.

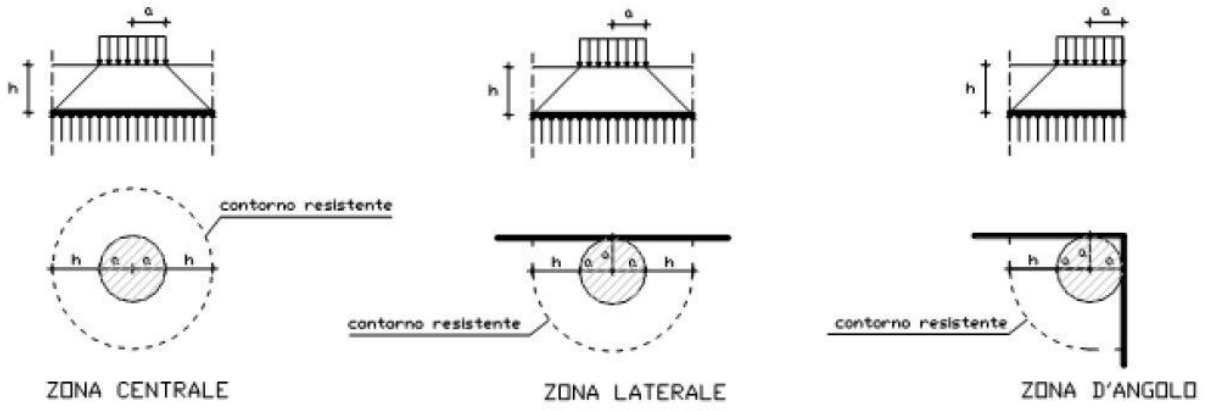


Figura 3.14 Rappresentazione del perimetro critico in base alla posizione del carico concentrato

Dei tre casi appena visti per la verifica di punzonamento la condizione più sfavorevole è data da un carico applicato allo spigolo. Essa risulta la più critica in quanto il perimetro resistente è più piccolo rispetto agli altri casi e se confrontato con la prima condizione abbiamo una riduzione di resistenza circa del 75%.

Tutti i punti appartenenti alla pavimentazione sono esposti ad eventuali forze punzonanti, quali i carichi mobili o piedritti delle scaffalature, per cui la piastra non può essere armata a punzonamento. Quindi, lo spessore della pavimentazione e la classe di resistenza del calcestruzzo sono gli unici fattori decisivi sulla resistenza a punzonamento delle pavimentazioni industriali.

3.2.5 Verifica a fatica

La verifica a fatica viene fatta nel caso di utilizzo di mezzi pesanti mobili che inducono delle azioni dinamiche sulla pavimentazione.

Il momento sollecitante viene moltiplicando con un fattore amplificativo pari a 1.4 mentre il momento resistente della piastra viene ridotto di un fattore F che tiene conto l'effetto di fatica ed è definito dall'equazione seguente [2]:

$$F = \frac{[105 - 6.7 \cdot log_{10}(N)]}{100} \tag{3.32}$$

Dove:

N è il numero di passaggio del carico mobile in un punto della piastra e comunque non maggiore di 5,000,000.

In ***Tabella 3.2*** sono riportati alcuni valori del fattore di riduzione F in funzione del numero di passaggio N.

N	**F**
100,000	0.72
500,000	0.67
1,000,000	0.65
2,000,000	0.63
5,000,000	0.60

Tabella 3.2 *Valori del fattore di riduzione F in funzione di N [2]*

3.3 Verifica a SLE

Le pavimentazioni industriali in fase di esercizio sono tenute a garantire un certo grado di prestazione ed efficienza al fine di soddisfare i requisiti del committente.

La prestazione di una pavimentazione in FRC dipende dal comportamento intrinseco ed estrinseco della pavimentazione stessa.

I comportamenti intrinseci alla pavimentazione in FRC per la verifica di stato limite di esercizio sono:

- Deformabilità
- Fessurazione
- Tensione del calcestruzzo e dell'armatura

3.3.1 Stato limite di deformabilità

Di norma non vengono prestabilite delle limitazioni sulla deformabilità dei pavimenti industriali. Nella maggior parte dei casi devono essere concordati con il committente. In caso di pavimentazioni supportate da terreno di scarsa capacità di portanza è possibile che il sottofondo subisca dei cedimenti differiti nel tempo. Quindi per non compromettere l'aspetto e l'efficienza di operatività della pavimentazione il progettista è tenuto a garantire una capacità deformativa della piastra commisurata all'azione del cedimento. In questo caso le fibre hanno un grande contributo nel miglioramento di tale comportamento della piastra.

3.3.2 Stato limite di fessurazione

La verifica di fessurazione delle pavimentazioni industriali si basa nell'evitare all'estradosso la formazione delle fessure. Per cui la sezione della piastra in fase di esercizio deve rimanere totalmente reagente senza subire nessuna parzializzazione. La verifica si traduce in una semplice limitazione delle tensioni agenti sul lembo superiore alla resistenza di trazione del calcestruzzo. Nella fattispecie la tensione all'estradosso è calcolata in regime elastico considerando una combinazione frequente.

$$\sigma_t \leq \frac{f_{ctm}}{1.2} \tag{3.33}$$

3.3.3 Stato limite di tensione

Le limitazioni di tensione vengono fatte in modo analogo alle strutture classiche in CA.

Per combinazioni caratteristiche e quasi permanenti le tensioni in esercizio non devono superare i limiti di resistenza a compressione del calcestruzzo mentre per l'acciaio si verificano entrambi i limiti di resistenza a trazione e compressione.

3.4 Dimensionamento giunti

Una volta definita la classe di resistenza del calcestruzzo, lo spessore e l'armatura della pavimentazione (se ci dovesse essere) l'ultima fase della progettazione delle pavimentazioni industriali riguarda il dimensionamento dei giunti.

3.4.1 Giunto di costruzione

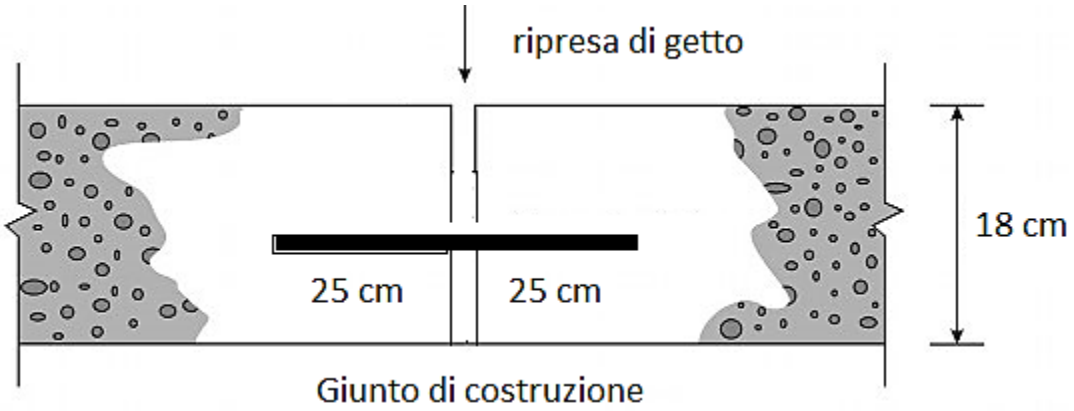


Figura 3.15 *Giunto di costruzione [1]*

Le pavimentazioni industriali vengono normalmente gettate in porzioni rettangolari a tempi diversi. Per cui per fare riprese di getto è necessario realizzare dei giunti detti di costruzione con il compito di trasferire il taglio da una porzione di pavimento all'altra consentendo al contempo il libero scorrimento tra le diverse porzioni di piastra.

In corrispondenza dei giunti di costruzione si hanno degli incrementi di sollecitazione dovuto al vincolo imposto dalle barre di ripresa di getto. Per cui all'estradosso della pavimentazione si devono prevedere dei rinforzi tramite l'uso di resine particolari o di profili metallici.

Il dimensionamento di tale giunto dipende dalla superficie realizzabile in giornata, dal ritiro igrometrico del CLS e dalla condizione ambientale. Comunque, il rapporto dei lati della piastra o detto anche fattore di forma non deve superare 1,5.
La profondità del giunto si assume pari allo spessore della pavimentazione.

3.4.2 Giunto di dilatazione

I giunti di dilatazione vengono realizzati per consentire la dilatazione della piastra durante azioni dovute a variazioni volumetriche (variazione di temperatura uniforme). Si raccomanda di far coincidere i giunti di dilatazione con quelli di costruzione.
L'ampiezza dell'apertura del giunto deve essere calcolata in base alla lunghezza della piastra fra due giunti ed è uguale alla seguente equazione:

$$\Delta L = \pm\alpha \cdot L \cdot \Delta T \tag{3.34}$$

Dove:

- ΔL =ampiezza dell'apertura del giunto
- L=lunghezza fra due giunti consecutivi
- $\alpha = 10^{-5}\ °C^{-1}$ coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo
- ΔT =variazione di temperatura media a livello del baricentro della piastra

Il materiale da disporre all'interno dell'apertura deve avere una capacità deformativa a compressione tale da permettere la dilatazione delle piastre senza che sopraggiungono gli uni con gli altri. Per cui il modulo elastico deve risultare sufficientemente basso rispetto a quello del calcestruzzo inoltre l'ampiezza dell'apertura non può superare i 5-6 mm.
Bisogna ulteriormente verificare in fase di massima compressione del materiale esso non fuoriesca dal giunto stesso.
La profondità del giunto si assume pari allo spessore della pavimentazione.

3.4.3 Giunto di contrazione o di controllo

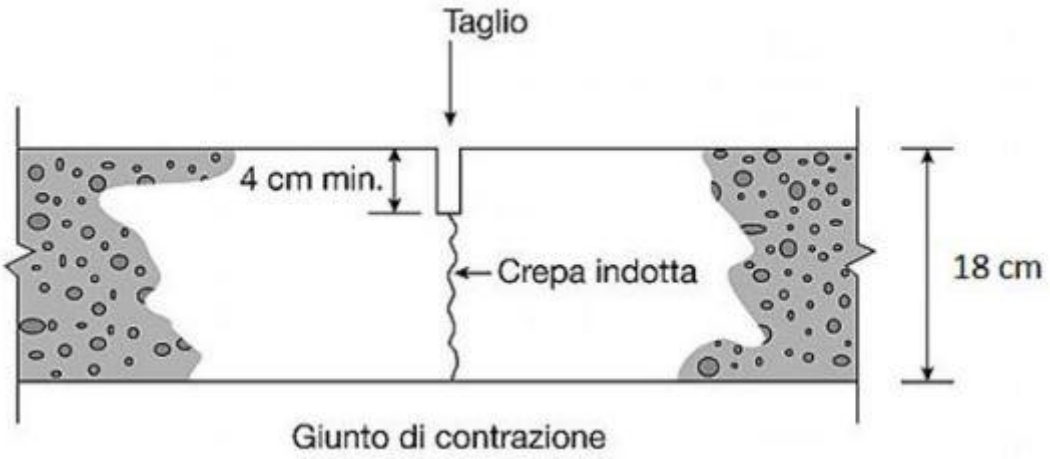


Figura 3.16 *Giunto di contrazione [1]*

I giunti di contrazione o detti anche di controllo vengono realizzati per evitare fessurazioni della piastra all'estradosso dovute a deformazioni di ritiro impedito del calcestruzzo. Consistono nell'intagliare la piastra con dei dischi ruotanti appena possibile praticare il taglio, normalmente poco dopo le 24 ore con il calcestruzzo abbastanza resistente, ad una profondità maggiore di 1/5 dello spessore della piastra. L'intaglio si presenta con un'ampiezza da 3÷4 mm e in corrispondenza dell'apice dell'intaglio si creano delle linee con maggior potenziale di propagazione della cricca dall'apice verso l'intradosso.

La lunghezza dei giunti di contrazione viene assunta 20÷30 volte lo spessore della piastra e lati regolari con fattore di forma non superiore a 1,2.

3.4.4 Giunto di isolamento

I giunti di isolamento vengono disposti in corrispondenza dei perimetri degli elementi interni alla pavimentazione. Lo scopo è quello di isolare la piastra da possibili interazioni con strutture interne ad essa. La presenza dei giunti di isolamento consente di evitare l'innesco della fessura della pavimentazione per effetto dell'elemento strutturale in contatto.

I giunti vengono realizzati con un'apertura di 5÷20 mm con materiali di alta capacità deformativa in grado di sopportare le deformazioni della piastra stessa.

4 PROPOSTA DI MODELLO PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE PAVIMENTAZIONI IN FRC

In questo capitolo si propone un modello di calcolo semplice ed intuitivo utile per il dimensionamento delle pavimentazioni in FRC accompagnando il progettista nella fase di progetto e verifica secondo le norme vigenti.

Il dimensionamento e calcolo del dettaglio costruttivo viene eseguito in modo iterativo dando la libertà al progettista di impostare delle preferenze progettuali mirati a soddisfare il livello prestazionale richiesto.

Il modello di calcolo consiste nel definire le sollecitazioni della pavimentazione sottoposta a diverse azioni tramite un modello dell'elemento strutturale agli elementi finiti realizzato con il software commerciale Dolmen, mentre la fase progettuale è assistita da un foglio Excel redatto secondo un approccio sequenziale delle verifiche da soddisfare in SLU e SLE.

4.1 Processo iterativo per il dimensionamento della piastra

In genere il progettista segue un approccio progettuale adatto al caso studio in modo da raggiungere la soluzione ottimale ed efficiente. Per arrivare a tali soluzioni dovrebbe seguire un processo iterativo di tipo "trial and error" basato su analisi e confronto di diversi scenari fino alla convergenza della soluzione ottimale.

Il processo iterativo ideato per assistere la fase di dimensionamento e verifica si basa nell'effetuare delle verifiche di stato limite ultimo ed esercizio partendo da un valore di input di primo tentativo e sottoposto a diveresi test impostati secondo una gerarchia progettuale definita in funzione del grado di importanza delle verifiche da superare .

4.1.1 Approccio 1

Il primo approccio progettuale consiste nell'eliminare totalmente le armature longitudinali e determinare attraverso un processo iterativo lo spessore e la prestazione del FRC in grado di soddisfare le verifiche agli SLU e SLE (v. ***Figura 4.1***).

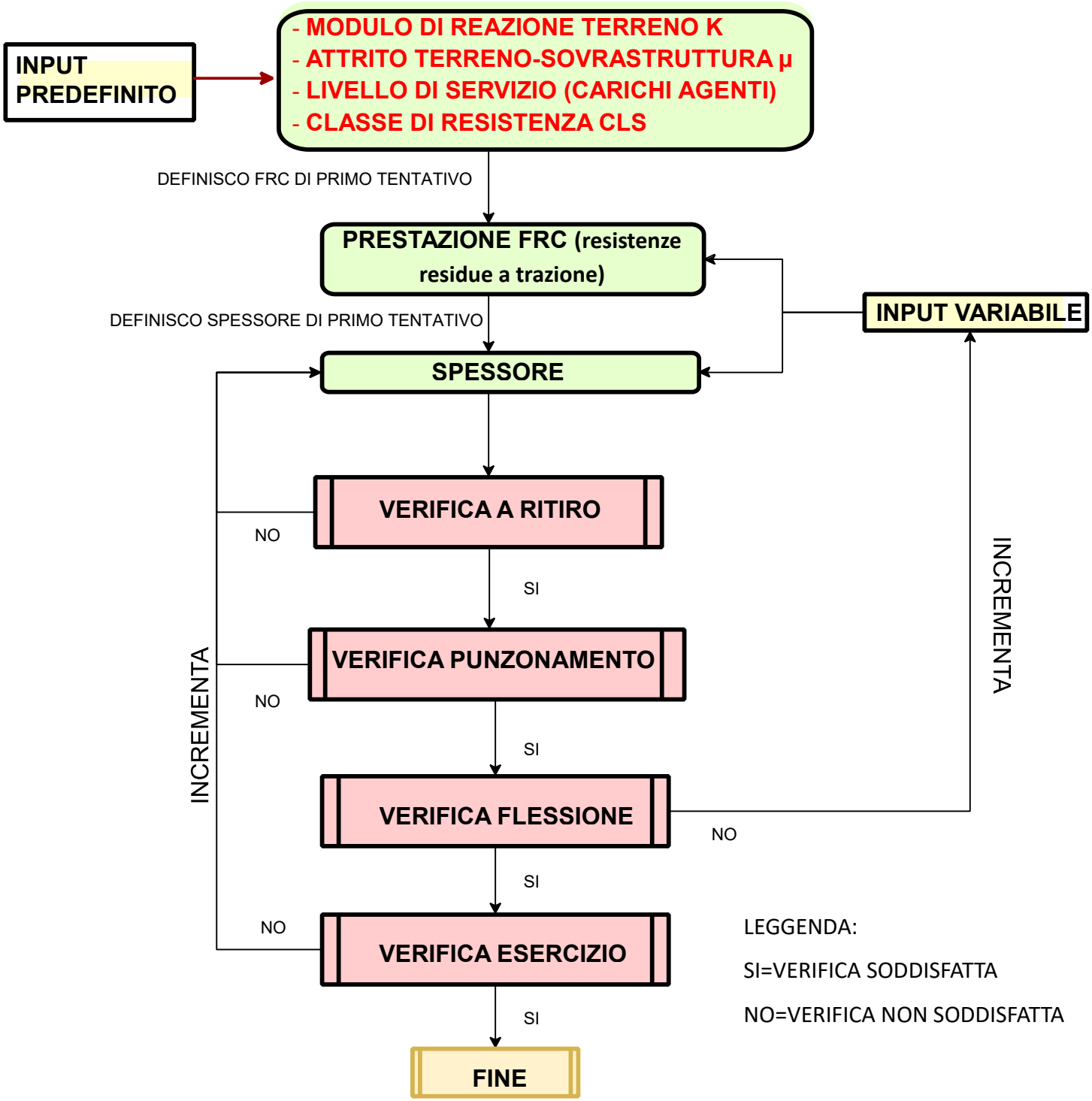


Figura 4.1 *Diagramma di flusso del processo iterativo 1*

4.1.2 Approccio 2

Il secondo approccio progettuale consiste nel selezionare una prestazione del FRC e determinare attraverso un processo iterativo lo spessore e l'armatura longitudinale da disporre.

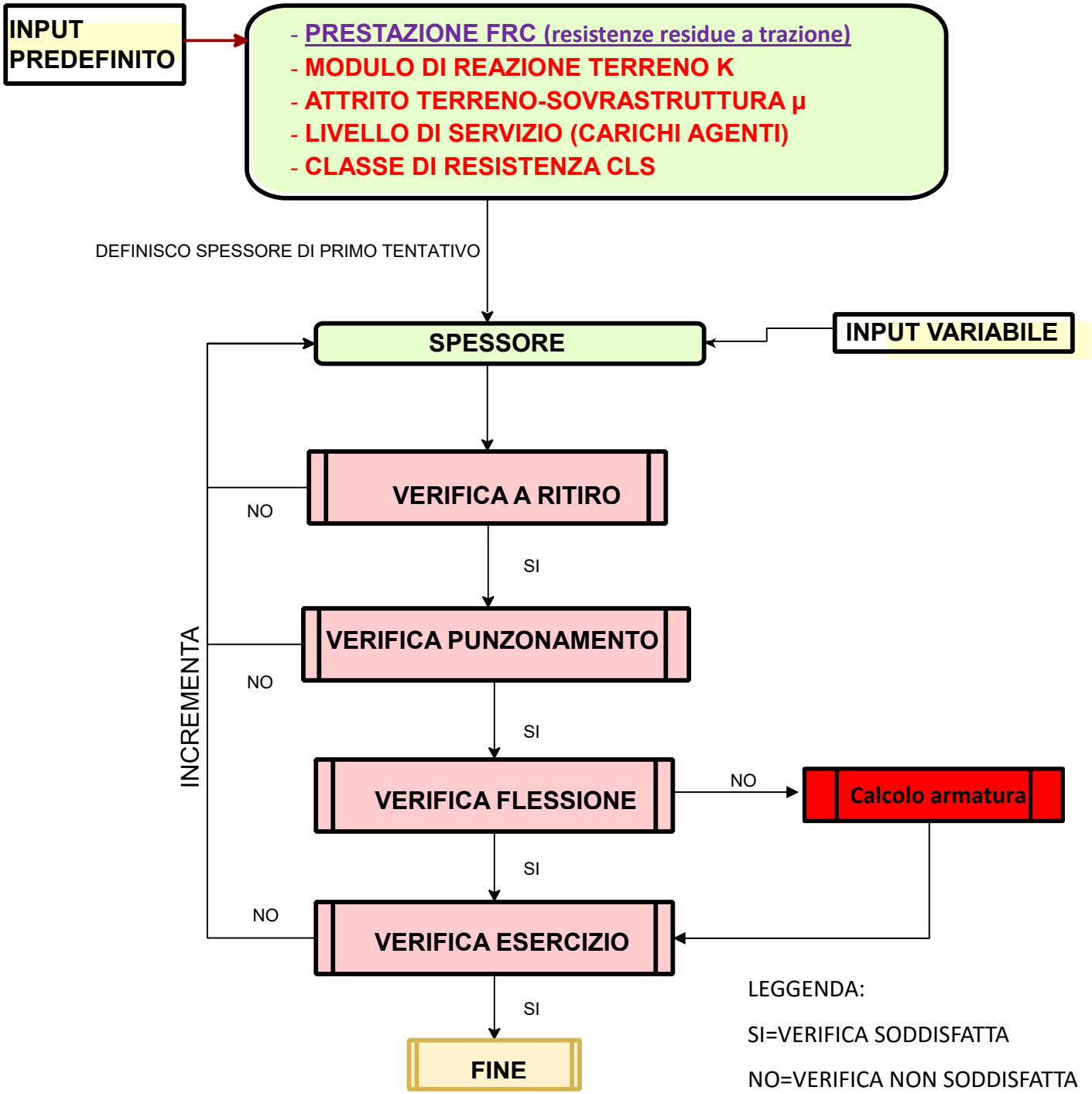


Figura 4.2 *Diagramma di flusso del processo iterativo 2*

Se si opera con una prestazione del FRC predefinita e non sostituibile, in caso di non verifica a flessione si procede con l'introduzione delle armature lente per assorbire il momento flettente eccedente la resistenza flessionale del solo FRC. Le barre di armatura elettrosaldate sono da disporre all'interno della piastra in corrispondenza dei 3 campi di armatura calcolati per le tre condizioni di carico precedentemente descritte (centro, bordo e spigolo v. *esempio* ***Figura 4.3***).

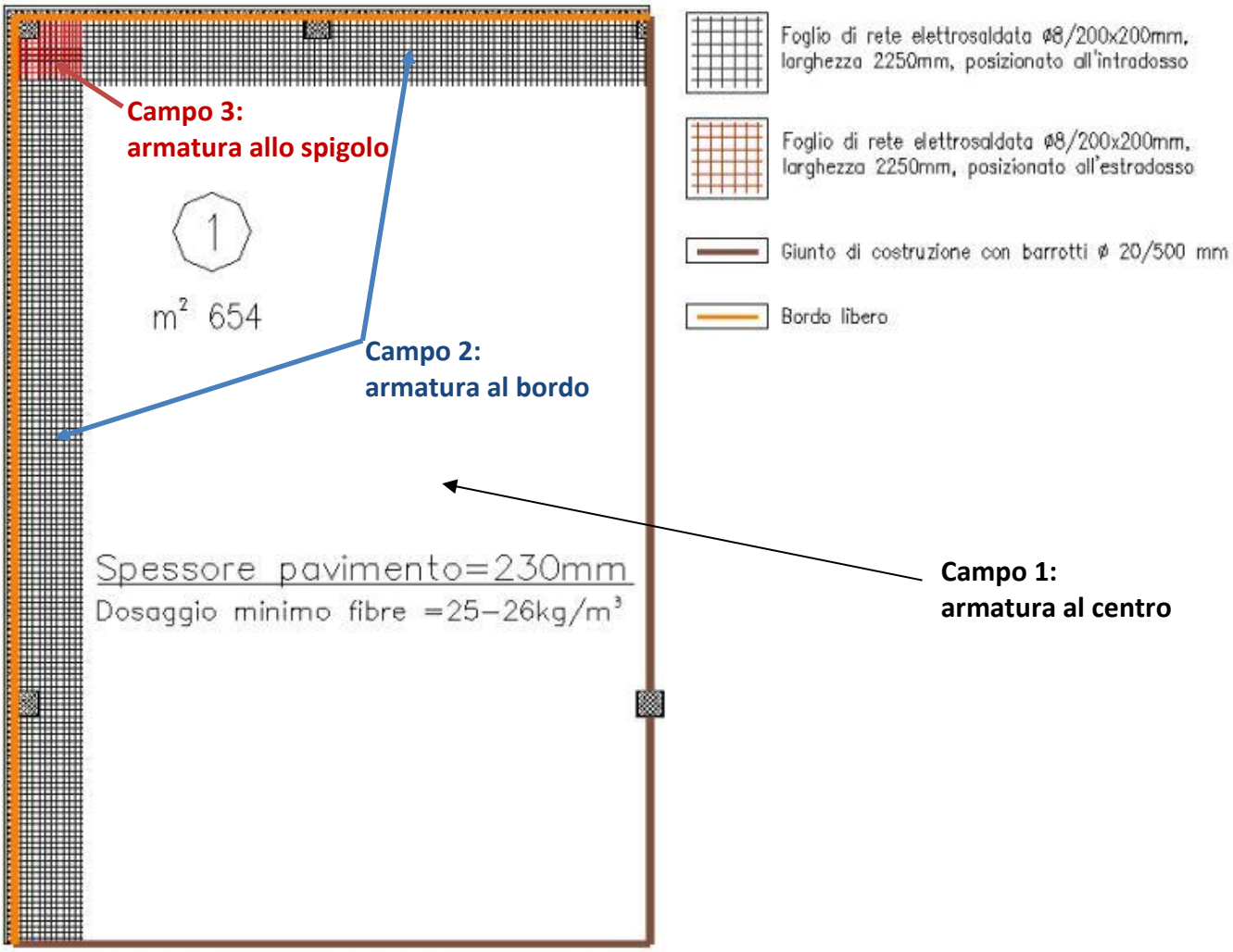


Figura 4.3 *Campi di armatura al centro, bordo e spigolo* [1]

Nell'esempio mostrato in figura si nota che l'armatura nel campo 1 non è necessaria, al quanto avendo nella condizione di carico al centro sollecitazioni minori, il contributo del FRC risulta sufficiente per soddisfare la verifica a flessione.

Quindi, la scelta di seguire l'approccio 2 potrebbe essere giustificata dal fatto di voler evitare la disposizione di armatura nel campo 1 al quanto esse sono di dimensione elevate se confrontate con gli altri campi e non disporli comporterebbe un risparmio notevole di costi e mano d'opera. Per cui, la prestazione del FRC viene predefinita in modo da soddisfare con il solo contributo delle fibre la verifica flessionale per la condizione di carico al centro.

4.2 Modello FEM proposto

4.2.1 Descrizione modello

Il modello FEM proposto (v. ***Figura 4.4***) è una piastra in cemento armato costituita principalmente da un mesh di gusci quadrangolari, mentre in corrispondenza dei nodi di applicazione dei carichi concentrati, è stato eseguito un raccordo opportuno tramite gusci triangolari. La piastra in esame possiede una geometria quadrangolare di dimensione $l \times l$ con le condizioni di vincolo al bordo libere.

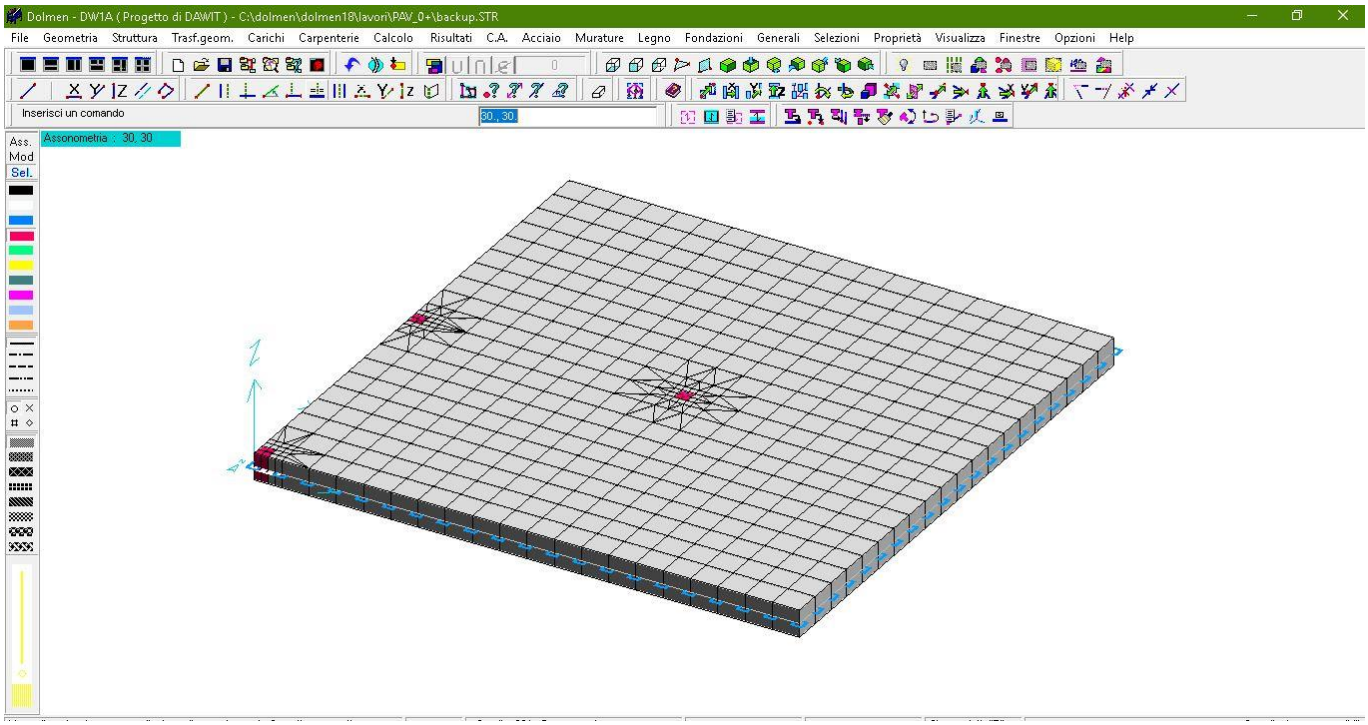


Figura 4.4 *Modello FEM della piastra quadrangolare*

Per simulare l'effetto di reazione del terreno sottostante, al momento della creazione della proprietà generale del guscio si definisce oltre allo spessore anche il coefficiente di Winkler ovvero il modulo di reazione del sottofondo. Inoltre, i nodi dei gusci sono bloccati in direzione orizzontale ***x*** e ***y.***

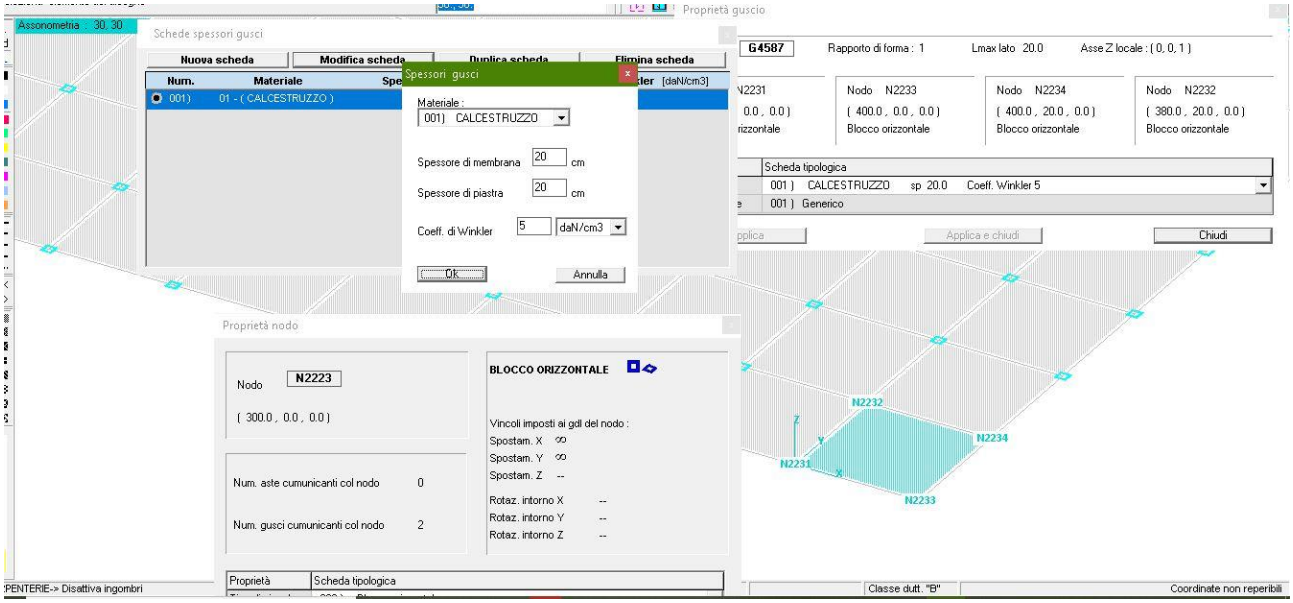


Figura 4.5 *Impostazione del sottofondo*

4.2.2 Implementazione dei carichi

Per effettuare l'analisi delle sollecitazioni l'implementazione dei carichi, soprattutto quelli concentrati, deve essere eseguita in modo da cogliere bene il fenomeno tenso-deformativo della piastra. Per tale scopo nella fase successiva di convalidazione del modello sono stati confrontati i risultati ottenuti da due diversi metodi di applicazione dei carichi agenti sulla pavimentazione.

Il primo metodo consiste nel definire un carico distribuito rappresentativo della forza concentrata e applicato direttamente ai gusci interessati dalla configurazione di carico. In questo caso avendo definito un carico distribuito non si hanno divergenze dei valori di sollecitazioni in corrispondenza del punto di applicazione teorica della forza concentrata.

Nel secondo metodo con l'ausilio di un'asta fittizia perpendicolare alla superficie della piastra, posizionata in corrispondenza della configurazione di carico, avente rigidezza elevata, peso nullo e sezione circolare pari all'area di contatto efficacie del carico si applica una forza concentrata in testa all'asta per analizzare gli spostamenti, deformata e sollecitazioni della pavimentazione. Nella fattispecie l'asta fittizia è un pilastro in acciaio di altezza trascurabile e con vincolo all'estremità (in testa) imposto libero (v. ***Figura 4.6***).

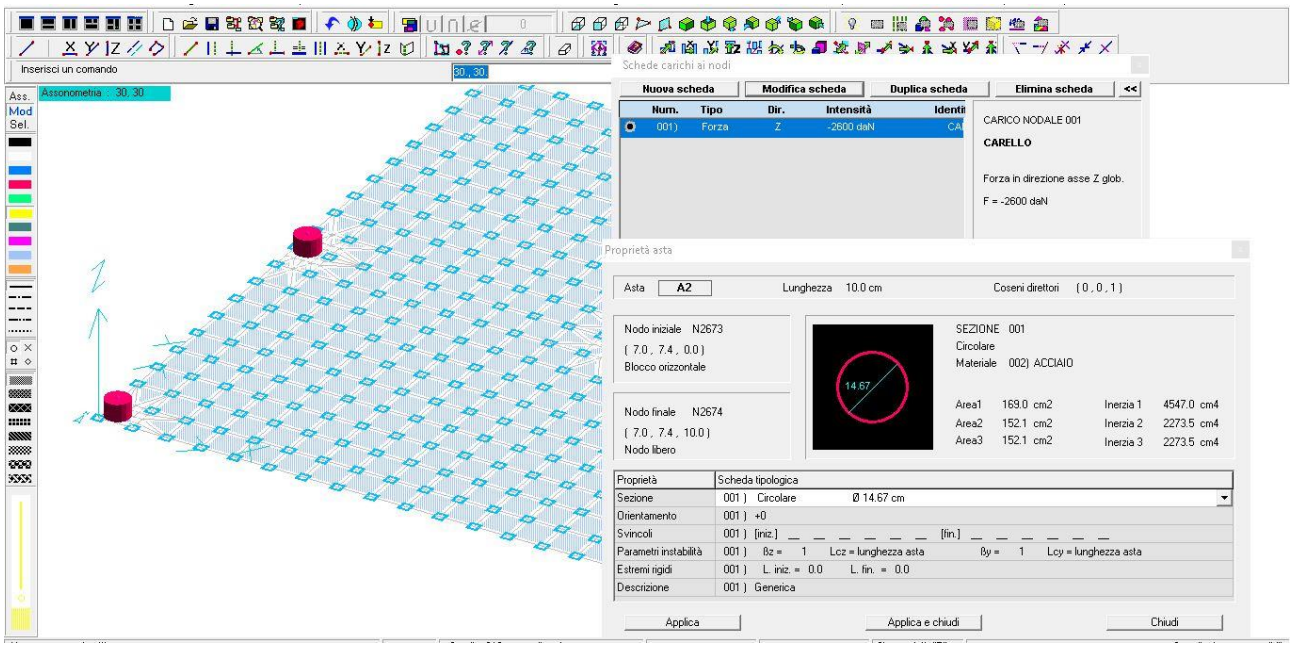


Figura 4.6 *Applicazione dei carichi concentrati tramite aste fittizie*

4.2.3 Interpretazione risultati e convalidazione modello FEM

Una volta definito il modello FEM costituente gli elementi strutturali e le azioni agenti sulla pavimentazione prima di tutto bisogna accertarsi che tale modello sia funzionale e coerente con quanto stabilito dalle teorie di analisi lineare elastica.

Per effettuare la validazione del corretto funzionamento del modello occorre un'interpretazione affidabile delle sollecitazioni agenti sulla piastra principalmente per i carichi concentrati. Prendiamo in esame a titolo esemplificativo una piastra di cemento armato con spessore di 200 mm, di dimensione $\mathbf{4} \times \mathbf{4}$ ***m*** e soggetta ad un carello mobile definito su un unico asse e di intensità pari a ***26 kN*** *(v.* ***Figura 4.7****).*

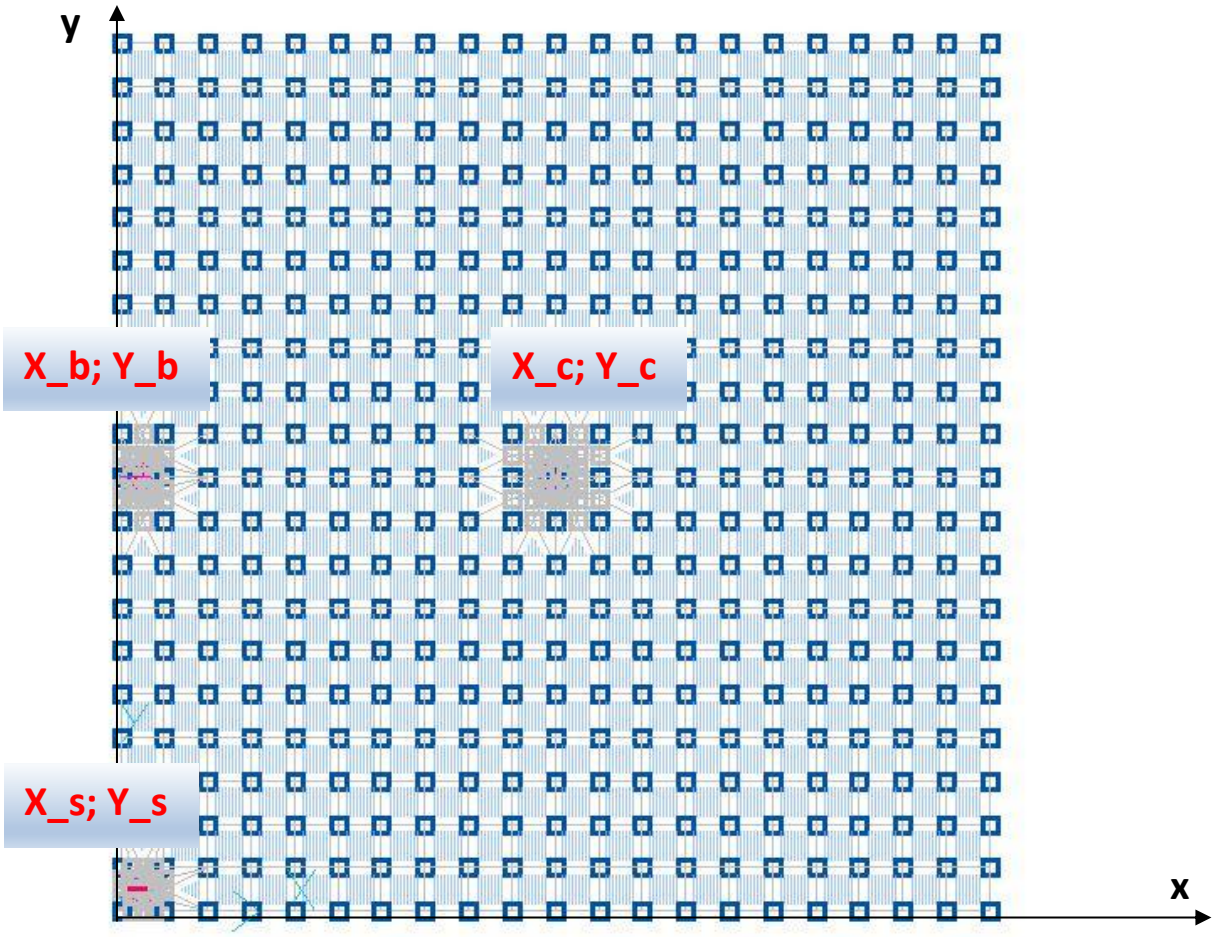


Figura 4.7 *Modello piastra definita sul piano xy e le coordinate dei punti di applicazione del carico*

Di conseguenza si confrontano le tensioni massime a trazione definite attraverso i due metodi di applicazione del carico concentrato e quelli della teoria di elasticità lineare calcolati con le formule chiuse di Westergaard per la condizione di carico applicato al centro, bordo e spigolo della piastra. Per prima si calcolano i parametri utili per il calcolo delle tensioni di trazioni secondo le formule di Westergaard descritte precedentemente nel paragrafo **3.1.1.** e riportate in ***Tabella 4.1***.

carico puntuale con ruota rigida		
classe carello	FL 1	
P	26	[kN]
a1	130	[mm]
a2	130	[mm]
r_equi	73.345	[mm]
sigma	1.538	[N/mm^2]
l	843.963	[mm]
b	85.47017785	[mm]

Tabella 4.1 Parametri di calcolo delle tensioni di Westergaard

La tensione riportata nel modello con pilastri fittizi e carico applicato al centro della piastra, è quella massima letta in corrispondenza del bordo del pilastro fittizio in quanto avendo imposto una forza concentrata, le sollecitazioni subiscono una divergenza all'infinito (v. ***Figura 4.8***).

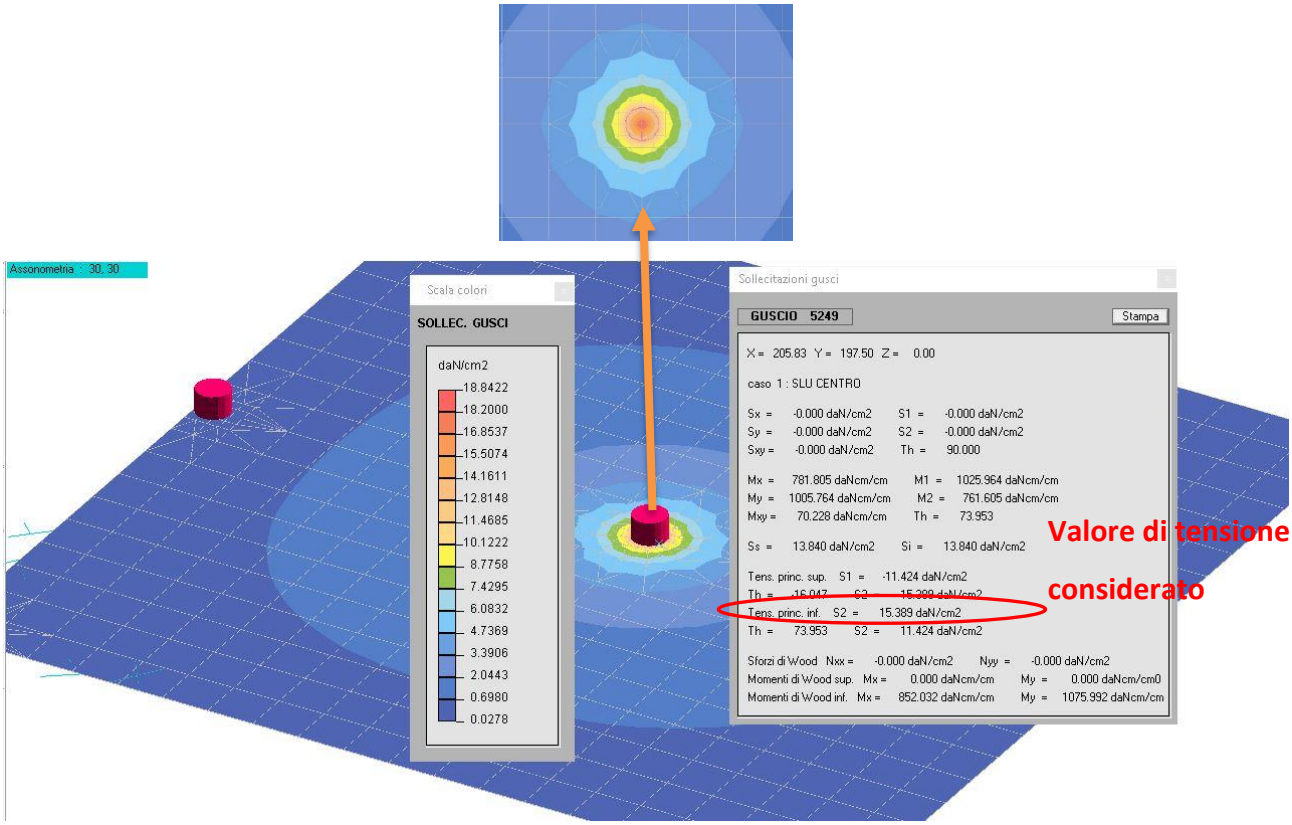


Figura 4.8 *Lettura della tensione massima per il modello con pilastro fittizio e carico al centro*

In seguito, si riportano in **Tabella 4.2** il confronto delle tensioni massime per condizione di carico al centro.

posizione al centro		
X_c	**2**	[m]
Y_c	**2**	[m]
sigma_c_WSTRG	**1.55**	[N/mm^2]
sigma_c_MDL_pilastro fittizio	**1.54**	[N/mm^2]
sigma_c_MDL_carico_dis_ret	**1.51**	[N/mm^2]

Tabella 4.2 *Tensioni di trazioni massime per condizione di carico al centro*

Il modello migliore per la condizione di carico applicato al centro è quella con pilastri fittizi.

In modo analogo al caso precedente nelle tabelle seguenti si riportano le tensioni massime nelle condizioni di carico al bordo e spigolo. Le tensioni di trazioni massime nel modello sono definite secondo il criterio di Von Misses.

posizione al bordo		
X_b	0.073	[m]
Y_b	2	[m]
sigma_b_WSTRG	2.42	[N/mm^2]
sigma_b_MDL_pilastro fittizio	2.67	[N/mm^2]
sigma_b_MDL_carico_dis_ret	2.78	[N/mm^2]

Tabella 4.3 *Tensioni di trazioni massime per condizione di carico al bordo*

posizione allo spigolo		
X_s	0.073	[mm]
Y_s	0.073	[mm]
sigma_s_WSTRG	2.09	[N/mm^2]
sigma_s_MDL_pilastro fittizio	2.07	[N/mm^2]
sigma_s_MDL_carico_dis_ret	2.44	[N/mm^2]

Tabella 4.4 *Tensioni di trazioni massime per condizione di carico al centro*

Dai risultati riportati nelle tabelle il metodo dell'asta fittizia tende a convergere ai valori di tensione di Westergaard.

Procedendo con il controllo del corretto funzionamento del modello di conseguenza si confrontano il raggio di rigidezza relativa, definita dalla formula **3.17**, e la distanza fra il punto di applicazione della forza e il punto con sollecitazione di momento flettente nullo rappresentata nel modello da diagrammi vettoriali dei momenti flettenti agenti in direzione principale (v. ***Figura 4.8***). Il confronto dei due valori di raggio di rigidezza relativo è riportato in **Tabella 4.5**.

L	844	[mm]
L_MDL	849	[mm]

Tabella 4.5 *Raggio di rigidezza relativa*

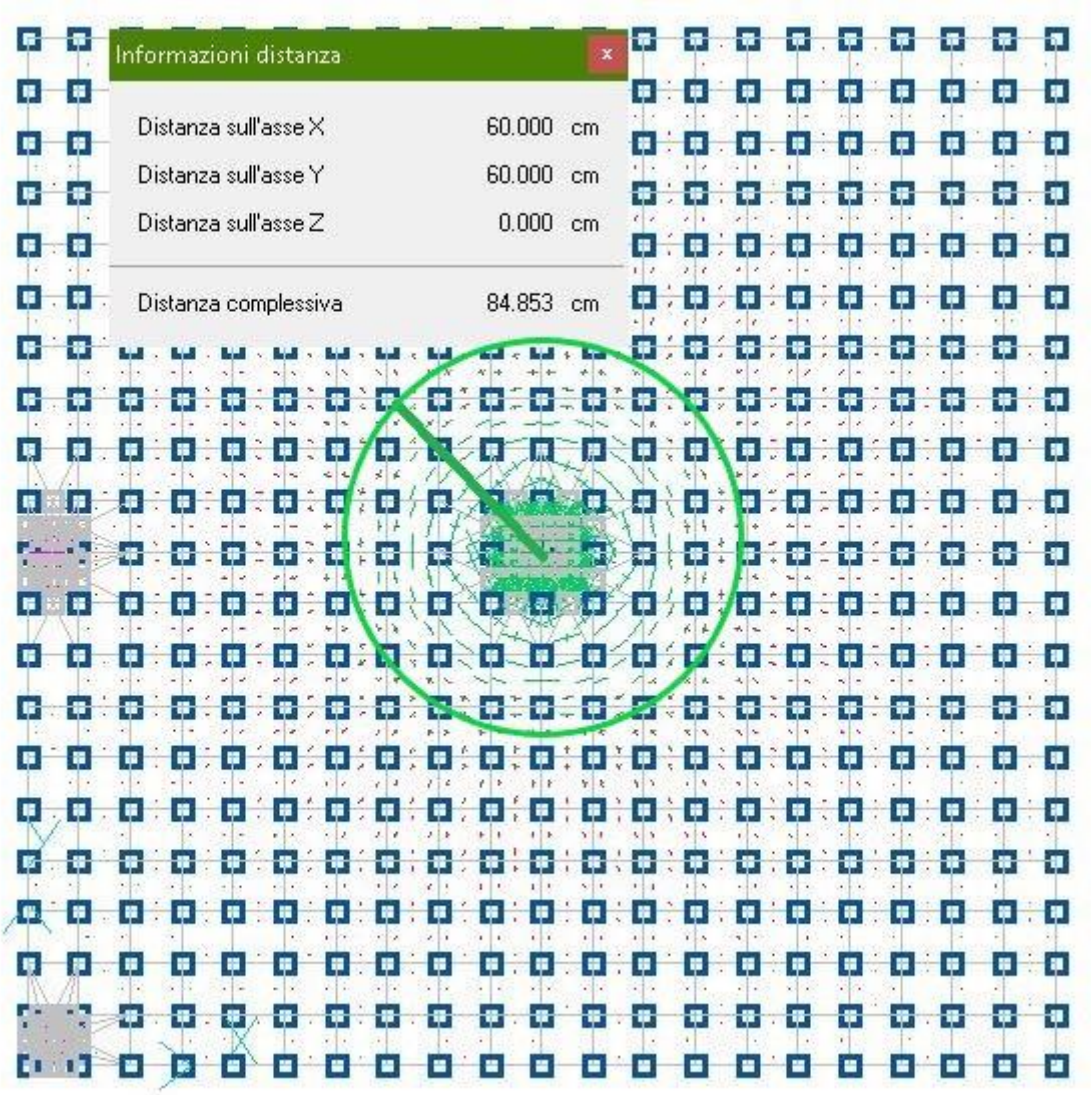


Figura 4.8 Distanza del raggio di rigidezza rappresentato nel modello

Di seguito si paragonano gli effetti di **imbarcamento** (curling) dovuto ad una variazione di temperatura a farfalla che creano il sollevamento della piastra agli spigoli. Secondo l'UNI 11146 il sollevamento di uno spigolo di una pavimentazione è definito secondo la seguente equazione:

$$f = \frac{1/\rho}{8} \cdot d^2 \tag{4.1}$$

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_{\Delta t} = \frac{\alpha \cdot \Delta t_S}{h} \tag{4.1b}$$

Dove:

- *f= sollevamento dello spigolo rispetto al centro della piastra*
- *d= diagonale della piastra*
- *h= spessore piastra*
- $^1/_\rho$ *= curvatura della lastra*
- α*= coefficiente di dilatazione termica*
- Δt_S=variazione di temperatura

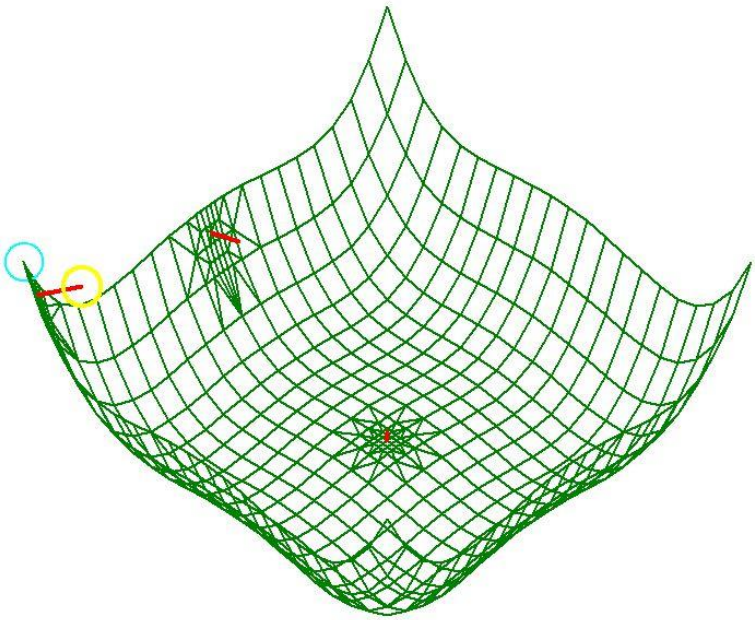


Figura 4.9 Sollevamento degli spigoli della piastra nel modello

In ***Tabella 4.6*** sono riportati i valori calcolati secondo l'***equazione 4.1*** e il modello relativi al sollevamento dello spigolo di una piastra con spessore di 200 mm e soggetta ad una variazione di temperatura di 10 °C.

f	**2**	[mm]
f_MDL	**2,3**	[mm]

Tabella 4.6 *Sollevamento della piastra*

Dall'analisi e confronto effettuati tra le varie formule chiuse derivanti dalle teorie di analisi elastica lineare e i risultati ottenuti dall'interpretazione del modello FEM, si può concludere che il modello presenta una convergenza accettabile alle soluzioni reali.

5 ESEMPI APPLICATIVI

In questo capitolo si analizzano diversi esempi applicativi di una pavimentazione industriale con geometria quadrangolare di dimensione L×L e soggetta ad un carico dinamico ossia un carrello rappresentato in **Figura 5.1** e definito su un unico asse con intensità e area di impronta riportate in ***Tabella 5.1.*** Tale piastra ricade ad un livello di servizio L3, con i vincoli ai bordi imposti liberi e poggiante su un terreno alla Winkler avente un modulo di reazione **k** pari a 0,05 N/mm^3(terreno costituito da sabbia ben costipata, vedi ***Tabella1.3***).

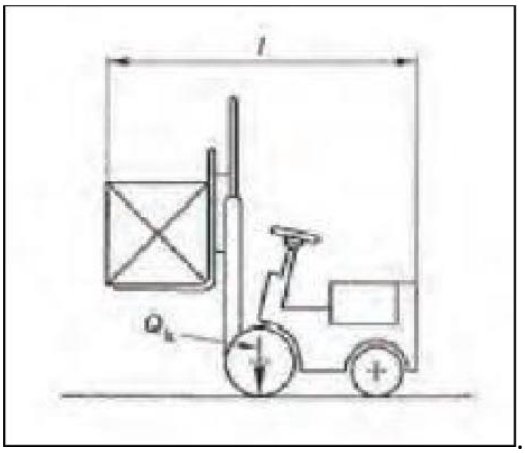


Figura 5.1 *Schema del carico dinamico FL*

	P [kN]	a	b
Qk 1	26	130	130
Qk 2	40	170	150
Qk 3	63	200	200
Qk 4	90	300	200
Qk 5	140	375	200
Qk 6	170	450	200

Tabella 5.1 Intensità e area di impronta di un carico dinamico FL

Adottando gli approcci iterativi discussi precedentemente nel capitolo 4, sono stati analizzati i diversi casi di una piastra progettata con e senza armatura convenzionale e realizzate in fibre di acciaio o di plastica. Infine, si confrontano i risultati ottenuti in termini di spessore e prestazione della pavimentazione utili a soddisfare le verifiche richieste dalle normative italiane.

In ***Tabella 5.2*** e **5.3** sono riportate le prestazioni del FRC forniti dal produttore e utilizzate per la progettazione della pavimentazione espresse in termine di resistenza residua a trazione rispettivamente per le fibre in acciaio e di plastica.

classe CLS	c30/37	c30/37	c30/37
dosaggio	20	30	40
f_L_m	4.6	4.6	4.6
fR_1m	2.8	3.8	4.6
fR_2m	2.8	3.8	4.6
fR_3m	2.6	3.6	4.3
fR_4m	2.4	3.3	4

Tabella 5.2 Prestazione del FRC in fibre di acciaio

Rc [Mpa]	Dossagio [Kg/mc]	fL [Mpa]	fR1 [Mpa]	fR2 [Mpa]	fR3 [Mpa]	fR4 [Mpa]
30	2	2.94	0.93	0.63	0.62	0.61
37	2	3.01	0.81	0.57	0.55	0.53
45	2	3.64	0.5	0.52	0.5	0.7
30	3	3.1	1.24	1.07	1.12	1.12
37	3	3.3	1.16	1.04	1.08	1.06
45	3	3.5	1.09	1.13	1.2	1.29
30	4	3.42	1.55	1.52	1.62	1.62
37	4	3.98	1.52	1.5	1.62	1.59
45	4	4.23	1.69	1.74	1.91	1.89
30	5	3.45	1.79	1.88	2.01	2.02
37	5	4	1.63	1.7	1.83	1.83
45	5	4.32	1.89	2.08	2.27	2.24
30	6	3.48	2.02	2.24	2.4	2.41
37	6	4.14	1.74	1.89	2.04	2.07
45	6	4.5	2.09	2.42	2.64	2.59
30	8	3.65	2.5	2.92	3.21	3.19
37	8	3.8	2.45	2.8	3.02	2.96

Tabella 5.3 Prestazione del FRC in fibre di plastica espresse in MPa

5.1 Caso 1

Nel primo esempio adottando l'approccio 1 è stata progetta una piastra in FRC con fibre di plastica soggetta al carico Qk_1, come definito in ***Tabella 5.1.*** Di seguito sono riportati i risultati finali al processo iterativo di progetto e verifica.

5.1.1 Input

spessore s	300	[mm]
attrito μ	0.7	[-]
rigidezza terreno K	0.05	[N/mm^3]
Poisson v	0.3	[-]

Tabella 5.4 Valori di input

CARRATTERISTICHE CLS		
classe CLS	**25/30**	**[-]**
Rck	30	[Mpa]
fck	24.9	[Mpa]
fcm	32.9	[Mpa]
fctm	2.5581194	[Mpa]
fcd	14.11	[Mpa]
fctk_0,05	1.7906836	[Mpa]
fctd	1.1937891	[Mpa]
Ecm	31447.161	[Mpa]

Tabella 5.5 Resistenza del calcestruzzo

RESISTENZA RESIDUA CARRATTERISTICA		
tipo FRC	**16) Rc_ 30/ vf_ 8**	[-]
coeff._CAR	0.7	[-]
fR_1k	1.75	[MPa]
fR_2k	2.044	[MPa]
fR_3k	2.247	[MPa]
fR_4k	2.233	[MPa]
f_ftuk	0.7791	[MPa]
RESISTENZA RESIDUA DI PROGETTO		
fR_1d	1.167	[MPa]
fR_2d	1.362	[MPa]
fR_3d	1.498	[MPa]
fR_4d	1.489	[MPa]
f_ftuk	0.519	[MPa]
ID	1.284	[-]
PRESTAZIONE	**1 D**	[-]

Tabella 5.6 Prestazione e resistenze residue del FRC

5.1.2 Analisi delle sollecitazioni

Di seguito si riportano le sollecitazioni di tensione, flessione e spostamento.

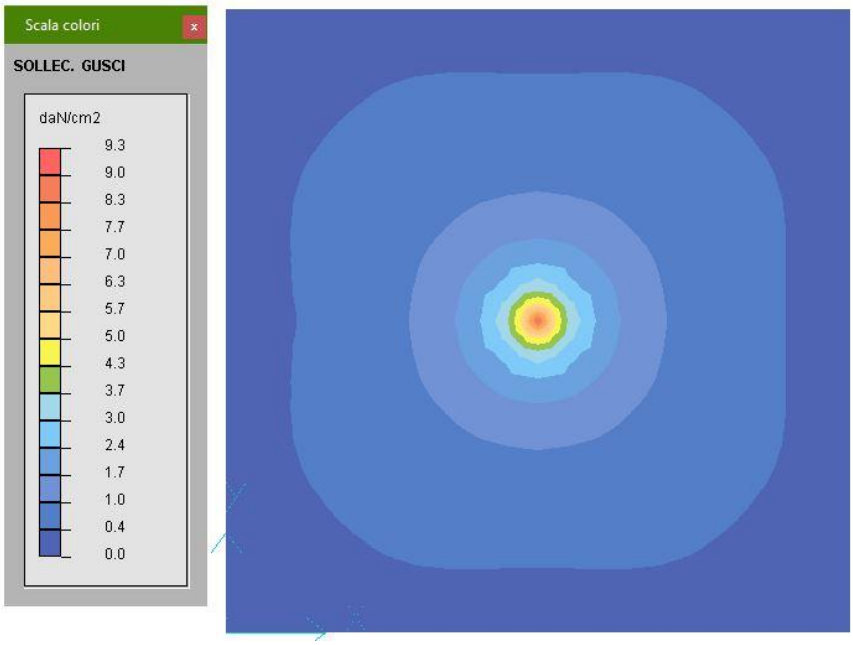


Figura 5.2 *Tensioni di Von Misses c.c. al centro*

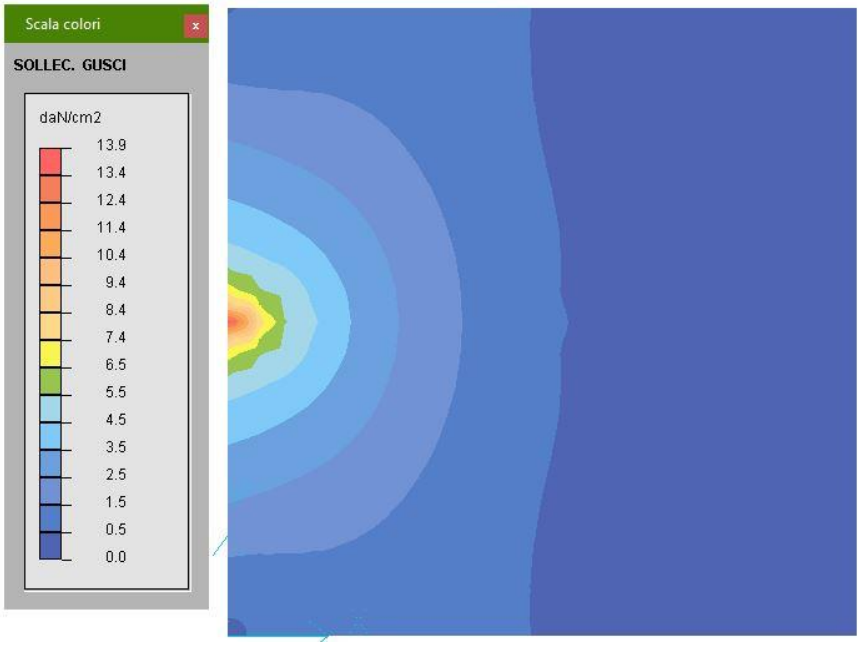


Figura 5.3 *Tensioni di Von Misses c.c. al bordo*

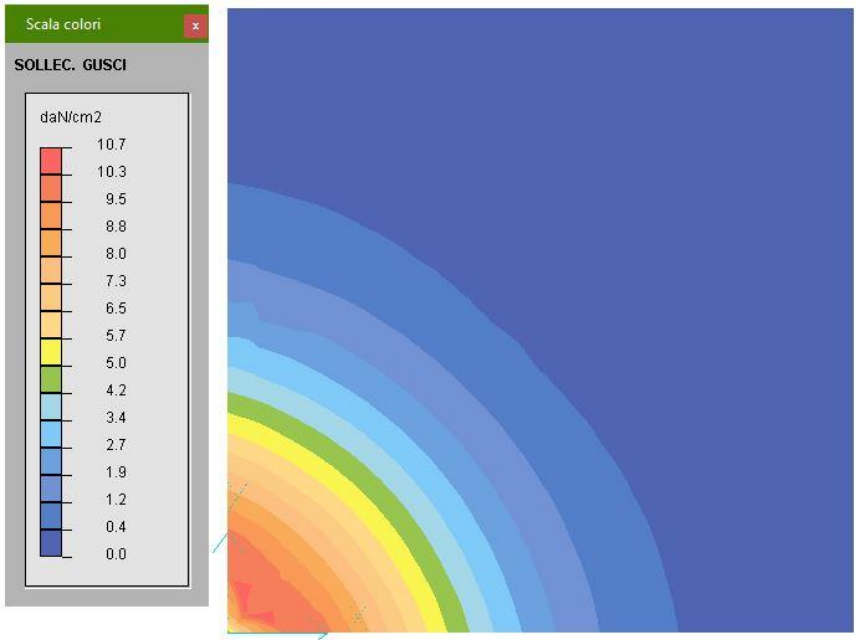


Figura 5.4 *Tensioni di Von Misses c.c. allo spigolo*

Momento flettente M1 e M2 analizzate nelle 3 condizioni di carico (c.c)

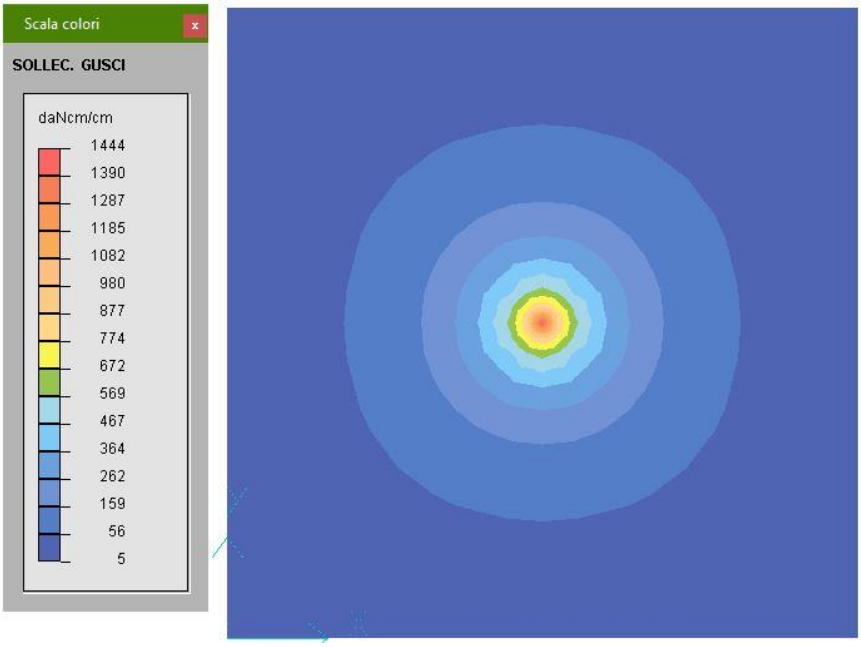


Figura 5.5 *Momento flettente M1 c.c. al centro*

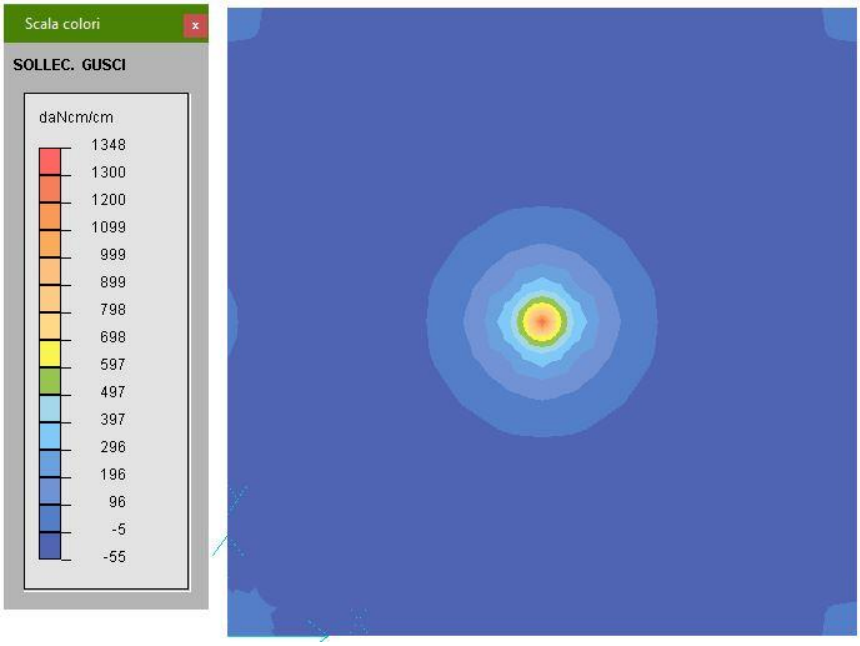


Figura 5.6 *Momento flettente M2 c.c. al centro*

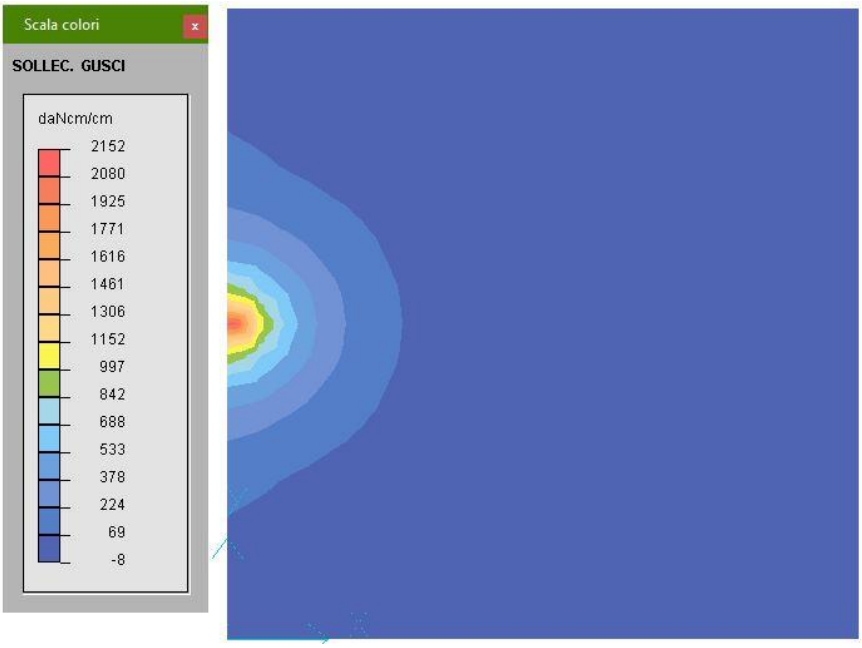


Figura 5.7 *Momento flettente M1 c.c. al bordo*

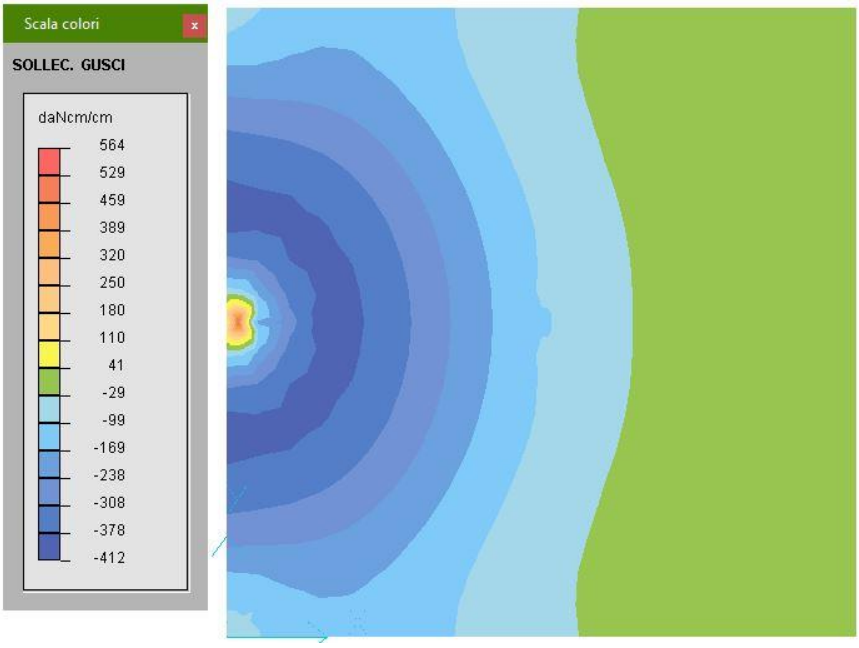


Figura 5.8 *Momento flettente M2 c.c. al bordo*

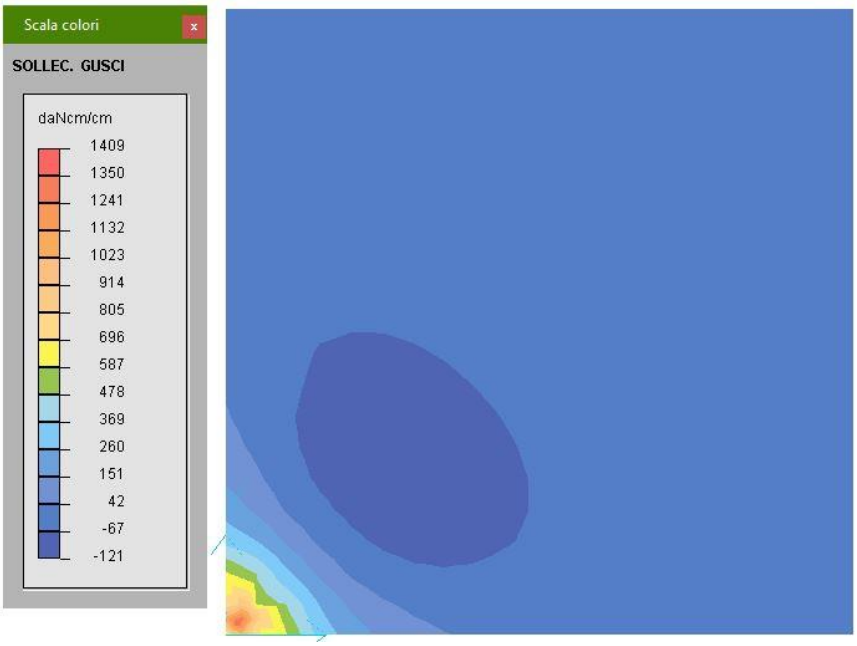


Figura 5.9 *Momento flettente M1 c.c. allo spigolo*

Figura 5.10 *Momento flettente M2 c.c. allo spigolo*

Inoltre, si nota nella zona di color viola la distanza critica in cui si azionano i meccanismi di taglio punzonante per le tre condizioni di carico. Le sollecitazioni di taglio totale agente sulla pavimentazione sono espressi in daN/cm^2.

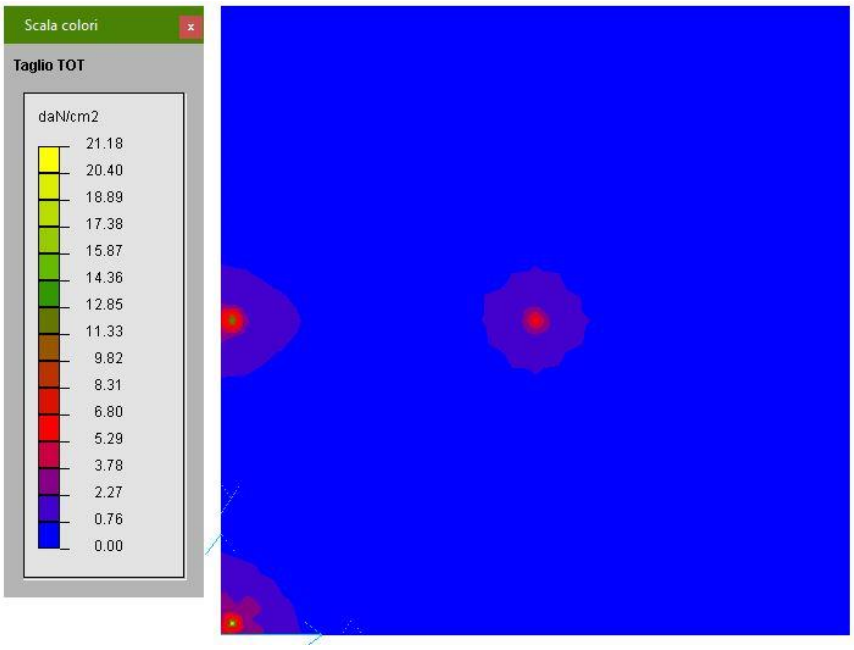


Figura 5.11 *Taglio totale*

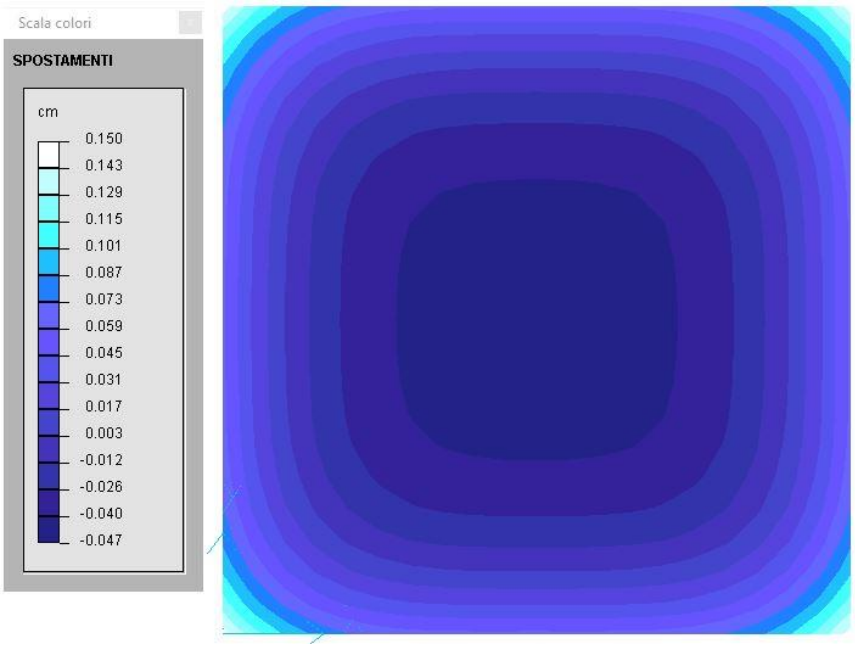


Figura 5.12 *Effetti di imbarcamento*

Il sollevamento degli spigoli, dovuto al fenomeno di imbarcamento, deve essere minore di una tolleranza prestabilita dal progettista.

5.1.3 Verifica e progetto

Con l'impiego di fogli di calcolo redatti su Excel è stata effettuata la fase di verifica e progetto. Di seguito si riportano le relative verifiche e i valori di progetto finali ottenuti dal processo iterativo.

VERIFICA DILATAZIONE TERMICA		
α_cT	0.00001	[°C^-1]
T_s	5	[°C]
T_i	-5	[°C]
ΔT	10	[°C]
ϕ	2.27	[-]
σdil,c	0.963	[MPa]
σdil,b	0.481334104	[MPa]
σdil,s	2.096	[MPa]
σres	2.131766207	[MPa]
Verifica	SI	

Tabella 5.7 Verifica di dilatazione termica

VERIFICA DI RITIRO		
L	5.6	[m]
h	300	[mm]
B	1000	[mm]
u	1000	[mm]
RH	55	[%]
h0	600	[mm]
εc0	-0.4561	[‰]
Kh	0.725	[-]
ε_max	-0.5	[‰]
εcd_INF	-0.3306725	[‰]
εca_INF	-0.03725	[‰]
εsh_tot	-0.3679225	[‰]
t0	30	[gg]
ϕ	2.27	[-]
L/h	18.6667	[-]
ψ	0.21	[-]
σsh,c	0.744	[MPa]
σsh,b	0.371896658	[MPa]
σsh,s	0	[MPa]
σres	2.131766207	[MPa]
Verifica	SI	

Tabella 5.8 Verifica di ritiro

Le verifiche di punzonamento sono state eseguite per il taglio punzonante agente all'area di contatto del carico concentrato e al perimetro critico analizzati separatamente per ciascuna condizione di carico.

PUNZONAMENTO ALL'AREA DI CONTATTO		
nu	0.54024	[-]
v_max	3.8113932	[N/mm^2]
u_0	520	[mm]
P_max	297288.67	[N]
P_sd	39000	[N]
VERIFICA	SI	

Tabella 5.9 Verifica di punzonamento all'area di contatto

PUNZONAMENTO AL PERIMETRO CRITICO		
gamma_c	1.5	[-]
d	150	[mm]
ks	2	[-]
v_min	0.49398381	[N/mm^2]
ZONA SPIGOLO		
ro_1 spigolo	0	[-]
v_spigolo	0	[N/mm^2]
u_1_s	733.13769	[mm]
P_max_S	54323.7219	[N]
P_sd	39000	[N]
VERIFICA SPIGOLO	SI	
ZONA BORDO		
ro_1 bordo	0	[-]
v_bordo	0	[N/mm^2]
u_1_b	1319.58609	[mm]
P_max_B	97778.1236	[N]
P_sd	39000	[N]
VERIFICA BORDO	SI	
ZONA CENTRO		
ro_1 centro	0	[-]
v_centro	0	[N/mm^2]
u_1_c	2345.79359	[mm]
P_max_c	173817.607	[N]
P_sd	39000	[N]
VERIFICA CENTRO	SI	

Tabella 5.10 Verifica di punzonamento al perimetro critico

Nella verifica di flessione vengono definiti inizialmente la larghezza della base reagente **b** da considerare nel calcolo del momento resistente e la posizione delle armature riportate ad una distanza **d** rispetto all'estradosso della piastra. Infine, si sceglie un unico diametro delle barre di armatura utile per verificare a flessione la porzione di pavimentazione analizzata.

base reagente	1000	[mm]
d	150	[mm]
modello di calcolo	CNR	[-]
BARRE DIAMETRO	8	[mm]

Tabella 5.11 Input per la verifica di flessione

CONDIZIONE DI CARICO ALLO SPIGOLO			
	MOMENTO POSITIVO	MOMENTO NEGATIVO	
Msd	14090000	-13040000	[N*mm/m]
Mrd	22470000	22470000	[N*mm/m]
Verifica senza armatura	SI	SI	[-]
ARMATURA RETE	NON _NECESS	NON _NECESS	[mm^2]
# BARRE	0	0	[-]
PASSO [cm]	NON_NECESS	NON_NECESS	[cm]
MAGLIA	NON_NECESS	NON_NECESS	[cm*cm/mm]
As_eff	0	0	[mm^2]
Mrd_acc	0	0	[N*mm/m]
Mrd_TOT	22470000	22470000	[N*mm/m]
ARMATURA DI PROGETTO			
#NON_NECESS*NON_NECESS/fi_8			
MRd_FINALE	**22470000**		**[N*mm/m]**

Tabella 5.12 Verifica flessione zona spigolo

CONDIZIONE DI CARICO AL BORDO			
	MOMENTO POSITIVO	MOMENTO NEGATIVO	
Msd	21520000	-4120000	[N*mm/m]
Mrd_FRC	22470000	22470000	[N*mm/m]
Verifica senza armatura	SI	SI	[-]
ARMATURA RETE	NON _NECESS	NON _NECESS	[mm^2]
# BARRE	0	0	[-]
PASSO [cm]	NON_NECESS	NON_NECESS	[cm]
MAGLIA	NON_NECESS	NON_NECESS	[cm*cm/mm]
As_eff	0	0	[mm^2]
Mrd_acc	0	0	[N*mm/m]
Mrd_TOT	22470000	22470000	[N*mm/m]
ARMATURA DI PROGETTO			
#NON_NECESS*NON_NECESS/fi_8			
MRd_FINALE	**22470000**		**[N*mm/m]**

Tabella 5.13 Verifica flessione zona bordo

CONDIZIONE DI CARICO AL CENTRO			
	MOMENTO POSITIVO	MOMENTO NEGATIVO	
Msd	11750000	-550000	[N*mm/m]
Mrd_FRC	22470000	22470000	[N*mm/m]
Verifica senza armatura	SI	SI	[-]
ARMATURA RETE	NON _NECESS	NON _NECESS	[mm^2]
# BARRE	0	0	[-]
PASSO [cm]	NON_NECESS	NON_NECESS	[cm]
MAGLIA	NON_NECESS	NON_NECESS	[cm*cm/mm]
As_eff	0	0	[mm^2]
Mrd_acc	0	0	[N*mm/m]
Mrd_TOT	22470000	22470000	[N*mm/m]
ARMATURA DI PROGETTO			
#NON_NECESS*NON_NECESS/fi_8			
MRd_FINALE	**22470000**		**[N*mm/m]**

Tabella 5.14 Verifica flessione zona centro

VERIFICA SLE ZONA SPIGOLO		
Stato limite di tensione lato CLS:		
Ψ_0J	1	[-]
Ψ_2J	0.8	[-]
d	150	[mm]
b	1000	[mm]
h	300	[mm]
A_tot	300000	[mm^2]
Yg_intradosso	150	[mm]
W_sup	15000000	[mm^3]
σ_c_CAR_sup	0.956444444	[MPa]
σ_c_QP_sup	0.765155556	[MPa]
W_inf	15000000	[mm^3]
σ_c_CAR_inf	0.183111111	[MPa]
σ_c_QP_inf	0.146488889	[MPa]
0.6*fc_k	14.94	[MPa]
0.45*fc_k	11.205	[MPa]
VERIFICA SUP	SI	
VERIFICA INF	SI	
VERIFICA FESSURAZIONE		
σ_t	0.274666667	[MPa]
σres	2.131766207	[MPa]
Verifica	SI	

Tabella 5.15 Verifica SLE: tensione allo spigolo

VERIFICA SLE ZONA BORDO		
Stato limite di tensione lato CLS: BORDO		
Ψ_0J	1	[-]
Ψ_2J	0.8	[-]
d	150	[mm]
b	1000	[mm]
h	300	[mm]
A_tot	300000	[mm^2]
Yg_intradosso	150	[mm]
W_sup	15000000	[mm^3]
σ_c_CAR_sup	0.626222222	[MPa]
σ_c_QP_sup	0.500977778	[MPa]
W_inf	15000000	[mm^3]
σ_c_CAR_inf	0.579555556	[MPa]
σ_c_QP_inf	0.463644444	[MPa]
0.6*fc_k	14.94	[MPa]
0.45*fc_k	11.205	[MPa]
VERIFICA SUP	SI	
VERIFICA INF	SI	
VERIFICA FESSURAZIONE		
σ_t	0.869333333	[MPa]
σres	2.131766207	[MPa]
Verifica	SI	

Tabella 5.16 Verifica SLE: tensione al bordo

VERIFICA SLE ZONA CENTRO		
Stato limite di tensione lato CLS: CENTRO		
Ψ_0J	1	[-]
Ψ_2J	0.8	[-]
d	150	[mm]
b	1000	[mm]
h	300	[mm]
A_tot	300000	[mm^2]
Yg_intradosso	150	[mm]
W_sup	15000000	[mm^3]
σ_c_CAR_sup	0.522222222	[MPa]
σ_c_QP_sup	0.417777778	[MPa]
W_inf	15000000	[mm^3]
σ_c_CAR_inf	0.024444444	[MPa]
σ_c_QP_inf	0.019555556	[MPa]
0.6*fc_k	14.94	[MPa]
0.45*fc_k	11.205	[MPa]
VERIFICA SUP	SI	
VERIFICA INF	SI	
VERIFICA FESSURAZIONE		
σ_t	0.036666667	[MPa]
σres	2.131766207	[MPa]
Verifica	SI	

Tabella 5.17 Verifica SLE: tensione al centro

GIUNTI DI DILATAZIONE		
L_p	28	[m]
e	2.8	[mm]
P_t	300	[mm]
GIUNTI DI CONTRAZIONE		
L	560	[cm]
P_t	70	[mm]

Tabella 5.18 Calcolo giunti di dilatazione e contrazione

5.2 Caso 2

Nel secondo esempio, adottando l'approccio 2, è stata progetta una piastra in FRC con fibre di plastica. Per le porzioni di pavimentazioni non verificate a flessione sono introdotte delle armature posizionate in mezzeria della piastra. Di seguito sono riportati i risultati finali al processo iterativo di progetto e verifica.

5.2.1 Input

spessore	250	[mm]
attrito µ	0.7	[-]
rigidezza terreno K	0.05	[N/mm^3]
Poisson v	0.3	[-]

Tabella 5.19 Valori di input

CARRATTERISTICHE CLS		
classe CLS	**25/30**	**[-]**
Rck	30	[Mpa]
fck	24.9	[Mpa]
fcm	32.9	[Mpa]
fctm	2.5581194	[Mpa]
fcd	14.11	[Mpa]
fctk_0,05	1.7906836	[Mpa]
fctd	1.1937891	[Mpa]
Ecm	31447.161	[Mpa]
ACCIAIO		
classe Acciaio	B450	**[-]**
fyk	450	[MPa]
fyd	391.3043	[MPa]
Ecm	210000	[MPa]
α_aT	0.00001	[°C^-1]
n	6.677868	[-]

Tabella 5.20 Resistenza del calcestruzzo e acciaio

RESISTENZA RESIDUA CARRATTERISTICA		
tipo FRC	**13) Rc_ 30/ vf_ 6**	[-]
coeff._CAR	0.7	[-]
fR_1k	1.414	[MPa]
fR_2k	1.568	[MPa]
fR_3k	1.68	[MPa]
fR_4k	1.687	[MPa]
f_ftuk	0.58884	[MPa]
RESISTENZA RESIDUA DI PROGETTO		
fR_1d	0.942666667	[MPa]
fR_2d	1.045333333	[MPa]
fR_3d	1.12	[MPa]
fR_4d	1.124666667	[MPa]
f_ftuk	0.39256	[MPa]
ID	1.188118812	[-]
PRESTAZIONE	**0.5 D**	[-]

Tabella 5.21 Prestazione e resistenze residue del FRC

5.2.2 Analisi delle sollecitazioni

Di seguito si riportano le sollecitazioni di tensione, flessione e spostamento.

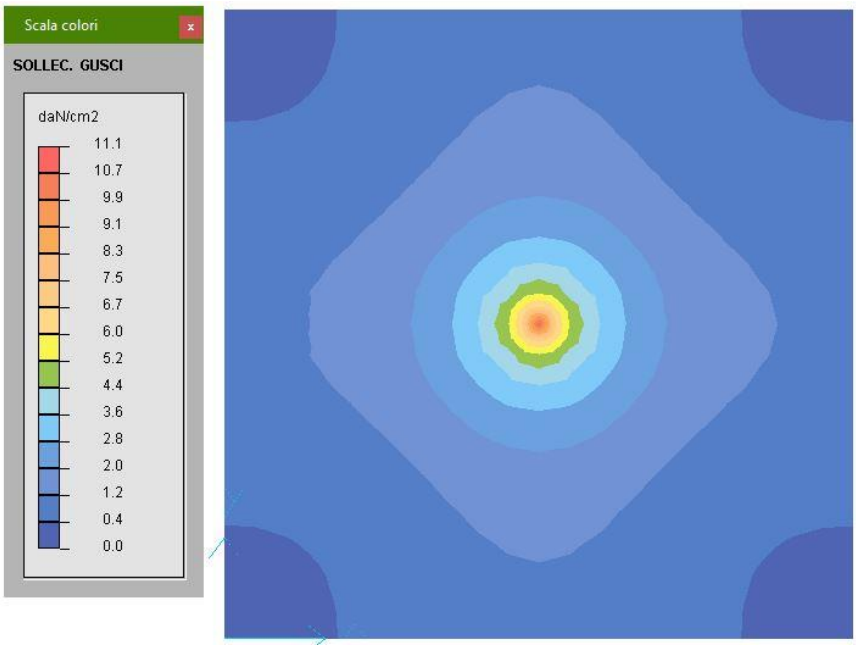


Figura 5.13 *Tensioni di Von Misses c.c. al centro*

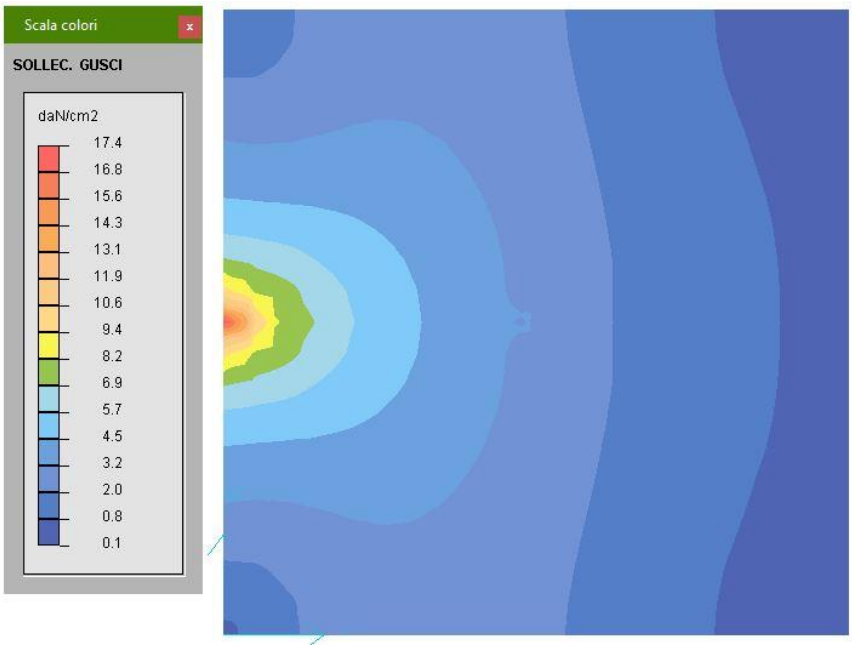


Figura 5.14 *Tensioni di Von Misses c.c. al bordo*

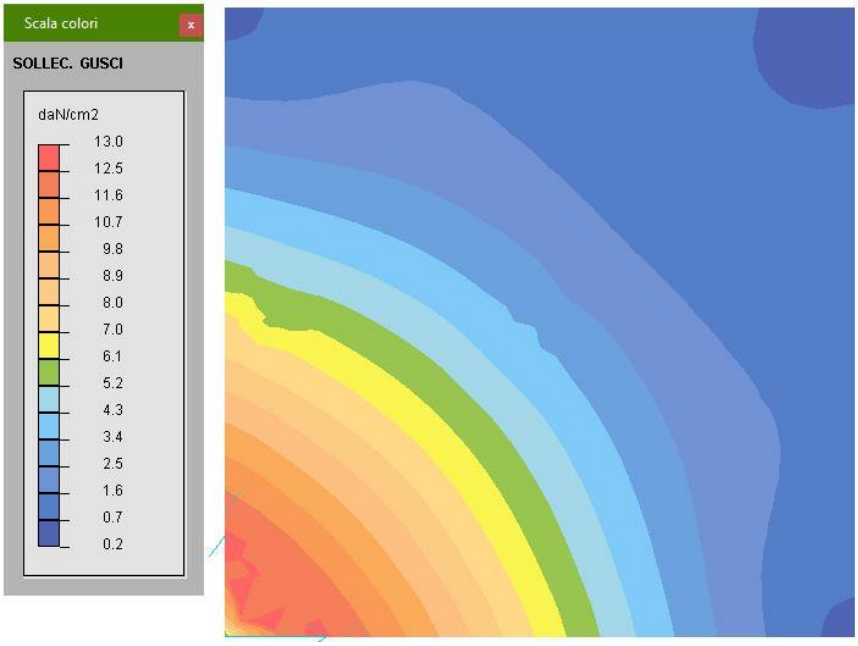


Figura 5.15 *Tensioni di Von Misses c.c. allo spigolo*

Momento flettente M1 e M2 analizzate nelle 3 condizioni di carico (c.c)

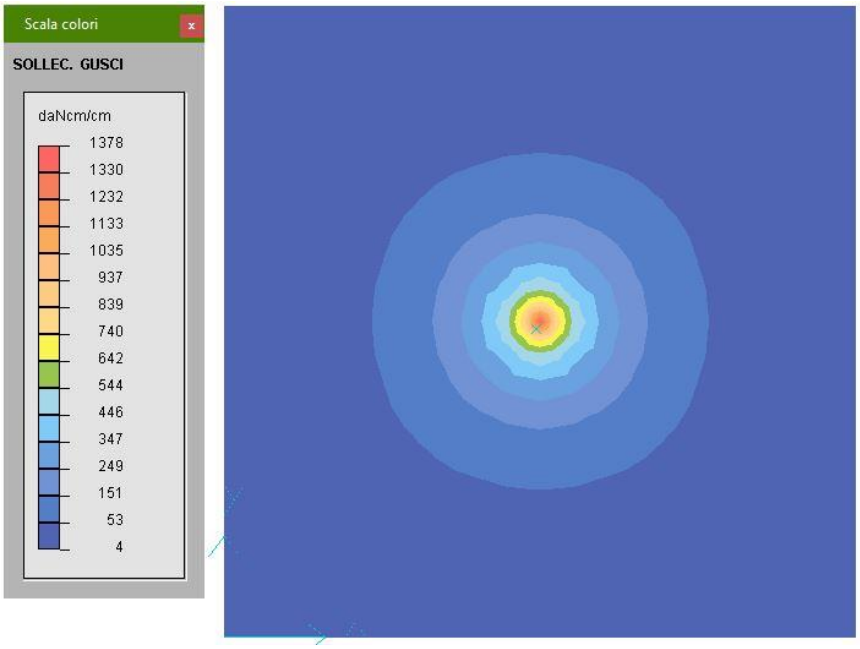


Figura 5.16 *Momento flettente M1 c.c. al centro*

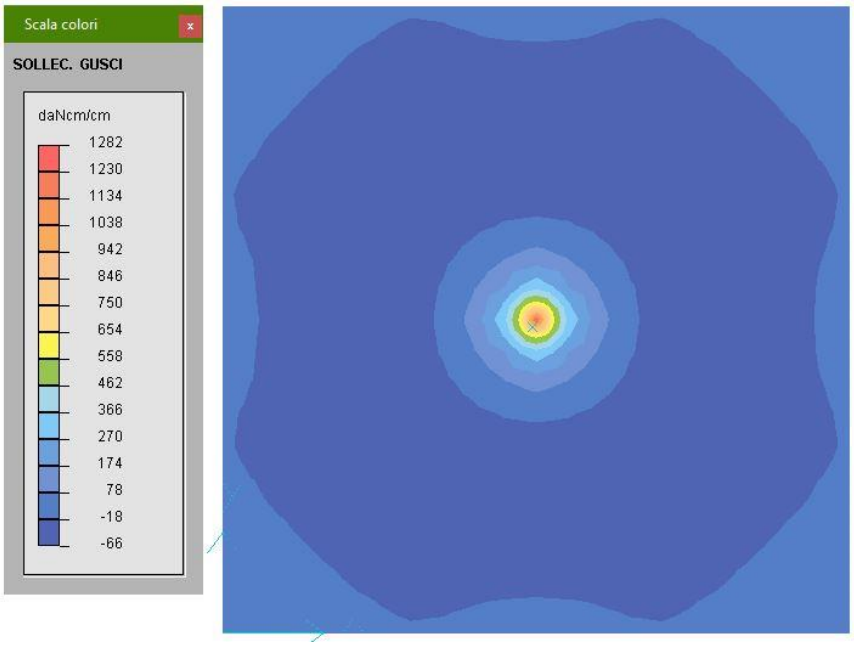


Figura 5.17 *Momento flettente M2 c.c. al centro*

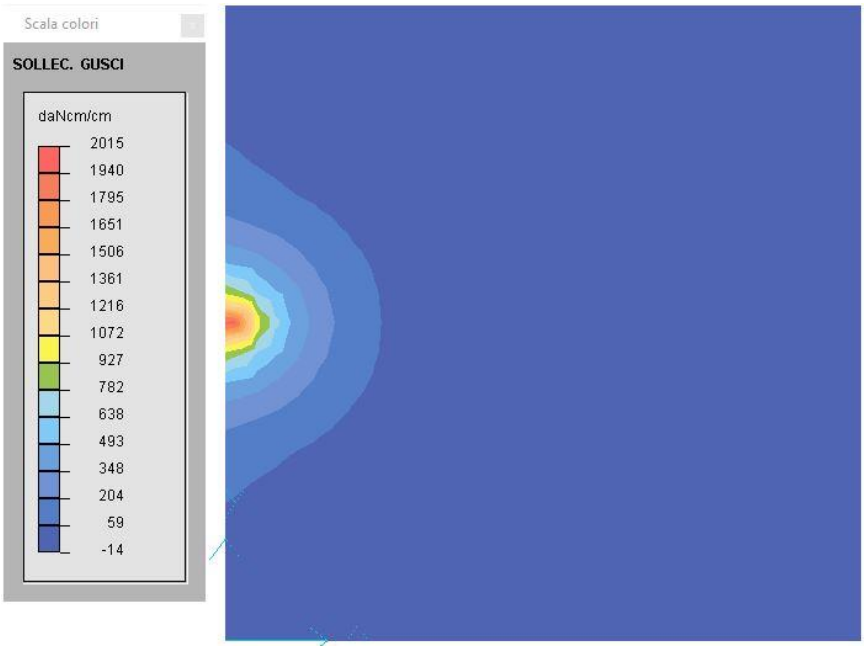


Figura 5.18 *Momento flettente M1 c.c. al bordo*

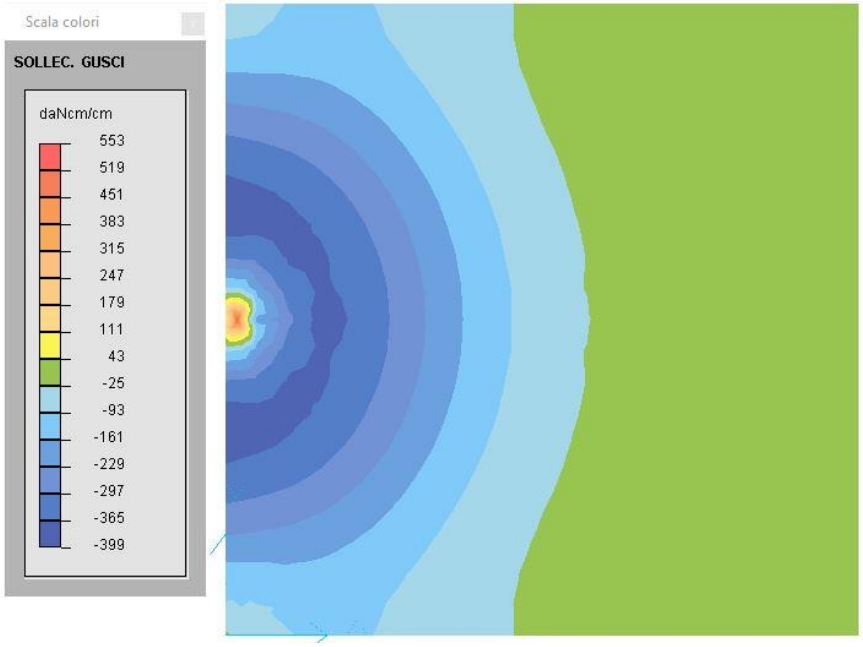


Figura 5.19 *Momento flettente M2 c.c. al bordo*

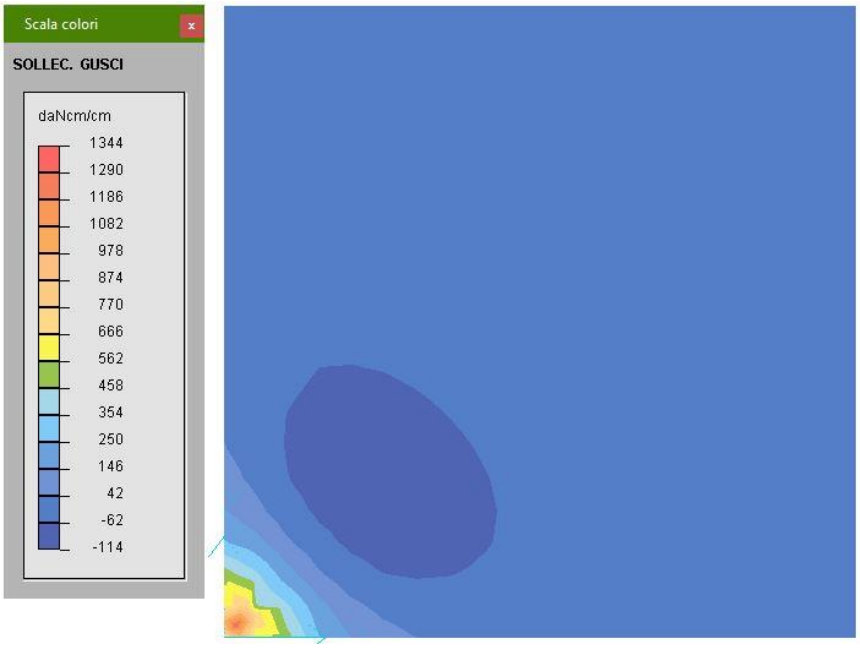


Figura 5.20 *Momento flettente M1 c.c. allo spigolo*

Figura 5.21 *Momento flettente M2 c.c. allo spigolo*

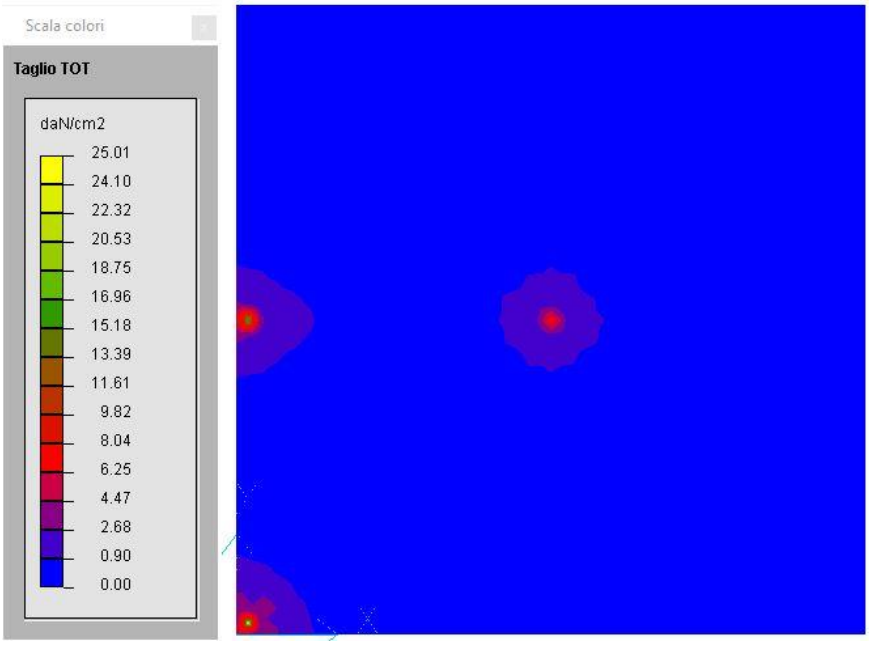


Figura 5.22 *Taglio totale*

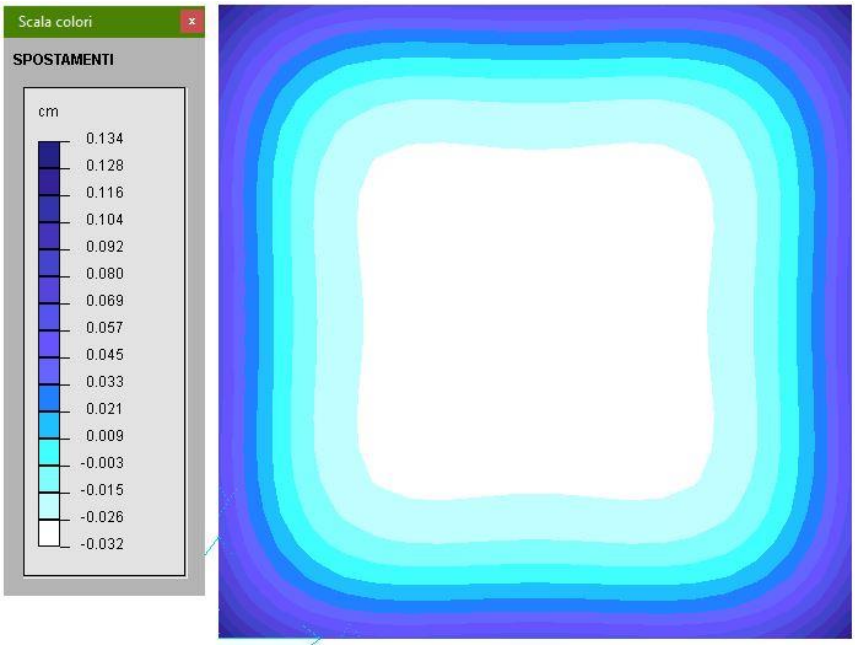


Figura 5.23 *Effetti di imbarcamento*

Il sollevamento degli spigoli, dovuto al fenomeno di imbarcamento, deve essere minore di una tolleranza prestabilita dal progettista.

5.2.3 Verifica e progetto

Con l'impiego di fogli di calcolo redatti su Excel è stata effettuata la fase di verifica e progetto. Di seguito si riportano le relative verifiche e i valori di progetto finali ottenuti dal processo iterativo.

VERIFICA DILATAZIONE TERMICA		
α_cT	0.00001	[°C^-1]
T_s	5	[°C]
T_i	-5	[°C]
ΔT	10	[°C]
ϕ	2.27	[-]
σdil,c	0.963	[MPa]
σdil,b	0.481334104	[MPa]
σdil,s	2.096	[MPa]
σres	2.131766207	[MPa]
Verifica	SI	

Tabella 5.18 Verifica di dilatazione termica

VERIFICA DI RITIRO		
L	4.8	[m]
h	250	[mm]
B	1000	[mm]
u	1000	[mm]
RH	55	[%]
h0	500	[mm]
εc0	-0.4561	[‰]
Kh	0.725	[-]
ε_max	-0.5	[‰]
εcd_INF	-0.3306725	[‰]
εca_INF	-0.03725	[‰]
εsh_tot	-0.3679225	[‰]
t0	30	[gg]
ϕ	2.27	[-]
L/h	19.2	[-]
ψ	0.21	[-]
σsh,c	0.744	[MPa]
σsh,b	0.371896658	[MPa]
σsh,s	0	[MPa]
σres	2.131766207	[MPa]
Verifica	SI	

Tabella 5.19 Verifica di ritiro

Le verifiche di punzonamento sono state eseguite per il taglio punzonante agente all'area di contatto del carico concentrato e al perimetro critico analizzati separatamente per ciascuna condizione di carico.

PUNZONAMENTO ALL'AREA DI CONTATTO		
nu	0.54024	[-]
v_max	3.8113932	[N/mm^2]
u_0	520	[mm]
P_max	247740.6	[N]
P_sd	39000	[N]
VERIFICA	SI	

Tabella 5.20 Verifica di punzonamento all'area di contatto

PUNZONAMENTO AL PERIMETRO CRITICO		
gamma_c	1.5	[-]
d	125	[mm]
ks	2	[-]
v_min	0.49398381	[N/mm^2]
ZONA SPIGOLO		
ro_1 spigolo	0.00040212	[-]
v_spigolo	0.36337208	[N/mm^2]
u_1_s	654.597874	[mm]
P_max_S	40420.0936	[N]
P_sd	39000	[N]
VERIFICA SPIGOLO	SI	
ZONA BORDO		
ro_1 bordo	0.0016085	[-]
v_bordo	0.5768172	[N/mm^2]
u_1_b	1162.5065	[mm]
P_max_B	83819.217	[N]
P_sd	39000	[N]
VERIFICA BORDO	SI	
ZONA CENTRO		
ro_1 centro	0	[-]
v_centro	0	[N/mm^2]
u_1_c	2031.63433	[mm]
P_max_c	133090.644	[N]
P_sd	39000	[N]
VERIFICA CENTRO	SI	

Tabella 5.21 Verifica di punzonamento al perimetro critico

Nella verifica di flessione vengono definiti inizialmente la larghezza della base reagente **b** da considerare nel calcolo del momento resistente e la posizione delle armature riportate ad una distanza **d** rispetto all'estradosso della piastra. Infine, si sceglie un unico diametro delle barre di armatura utile per verificare a flessione la porzione di pavimentazione analizzata.

base reagente	1000	[mm]
d	125	[mm]
modello di calcolo	CNR	[-]
BARRE DIAMETRO	8	[mm]

Tabella 5.22 Input per la verifica di flessione

CONDIZIONE DI CARICO ALLO SPIGOLO			
	MOMENTO POSITIVO	MOMENTO NEGATIVO	
Msd	11230000	-12260000	[N*mm/m]
Mrd_FRC	11666666.67	11666666.67	[N*mm/m]
Verifica senza armatura	SI	NO	[-]
ARMATURA RETE	NON _NECESS	12.76881092	[mm^2]
# BARRE	0	1	[-]
PASSO [cm]	NON_NECESS	100	[cm]
MAGLIA	NON_NECESS	#100*100/fi_8	[cm*cm/mm]
As_eff	0	50.26548246	[mm^2]
Mrd_acc	0	2335705.842	[N*mm/m]
Mrd_TOT	11666666.67	14002372.51	[N*mm/m]
ARMATURA DI PROGETTO			
#100*100/fi_8			
MRd_FINALE	**14002372.51**		**[N*mm/m]**

Tabella 5.23 Verifica flessione zona spigolo

CONDIZIONE DI CARICO AL BORDO			
	MOMENTO POSITIVO	MOMENTO NEGATIVO	
Msd	20150000	-3990000	[N*mm/m]
Mrd_FRC	11666666.67	11666666.67	[N*mm/m]
Verifica senza armatura	NO	SI	[-]
ARMATURA RETE	173.437037	NON _NECESS	[mm^2]
# BARRE	4	0	[-]
PASSO [cm]	25	NON_NECESS	[cm]
MAGLIA	#25*25/fi_8	NON_NECESS	[cm*cm/mm]
As_eff	201.0619298	0	[mm^2]
Mrd_acc	9342823.37	0	[N*mm/m]
Mrd_TOT	21009490.04	11666666.67	[N*mm/m]
ARMATURA DI PROGETTO			
#25*25/fi_8			
Mrd_FINALE	**21009490.04**		**[N*mm/m]**

Tabella 5.24 Verifica flessione zona bordo

CONDIZIONE DI CARICO AL CENTRO			
	MOMENTO POSITIVO	MOMENTO NEGATIVO	
Msd	11060000	-660000	[N*mm/m]
Mrd_FRC	11666666.67	11666666.67	[N*mm/m]
Verifica senza armatura	SI	SI	[-]
ARMATURA RETE	NON _NECESS	NON _NECESS	[mm^2]
# BARRE	0	0	[-]
PASSO [cm]	NON_NECESS	NON_NECESS	[cm]
MAGLIA	NON_NECESS	NON_NECESS	[cm*cm/mm]
As_eff	0	0	[mm^2]
Mrd_acc	0	0	[N*mm/m]
Mrd_TOT	11666666.67	11666666.67	[N*mm/m]
ARMATURA DI PROGETTO			
#NON_NECESS*NON_NECESS/fi_8			
Mrd_FINALE	**11666666.67**		**[N*mm/m]**

Tabella 5.25 Verifica flessione zona centro

VERIFICA SLE ZONA SPIGOLO		
Stato limite di tensione lato CLS:		
Ψ_0J	1	[-]
Ψ_2J	0.8	[-]
d	125	[mm]
b	1000	[mm]
h	250	[mm]
A_tot	250335.666	[mm^2]
Yg_intradosso	125	[mm]
W_sup	10417002.3	[mm^3]
σ_c_CAR_sup	0.71869684	[MPa]
σ_c_QP_sup	0.57495747	[MPa]
W_inf	10417002.3	[mm^3]
σ_c_CAR_inf	0.78461472	[MPa]
σ_c_QP_inf	0.62769177	[MPa]
0.6*fc_k	14.94	[MPa]
0.45*fc_k	11.205	[MPa]
VERIFICA SUP	SI	
VERIFICA INF	SI	
VERIFICA FESSURAZIONE		
σ_t	1.17692207	[MPa]
σres	2.13176621	[MPa]
Verifica	SI	

Tabella 5.26 Verifica SLE: tensione allo spigolo

VERIFICA SLE ZONA BORDO		
Stato limite di tensione lato CLS: BORDO		
Ψ_0J	1	[-]
Ψ_2J	0.8	[-]
d	125	[mm]
b	1000	[mm]
h	250	[mm]
A_tot	251342.6651	[mm^2]
Yg_intradosso	125	[mm]
W_sup	10418009.33	[mm^3]
σ_c_CAR_sup	1.289433797	[MPa]
σ_c_QP_sup	1.031547038	[MPa]
W_inf	10418009.33	[mm^3]
σ_c_CAR_inf	0.255327089	[MPa]
σ_c_QP_inf	0.204261672	[MPa]
0.6*fc_k	14.94	[MPa]
0.45*fc_k	11.205	[MPa]
VERIFICA SUP	SI	
VERIFICA INF	SI	
VERIFICA FESSURAZIONE		
σ_t	0.382990634	[MPa]
σres	2.131766207	[MPa]
Verifica	SI	

Tabella 5.27 Verifica SLE: tensione al bordo

VERIFICA SLE ZONA CENTRO		
Stato limite di tensione lato CLS: CENTRO		
Ψ_0J	1	[-]
Ψ_2J	0.8	[-]
d	125	[mm]
b	1000	[mm]
h	250	[mm]
A_tot	250000	[mm^2]
Yg_intradosso	125	[mm]
W_sup	10416666.67	[mm^3]
σ_c_CAR_sup	0.70784	[MPa]
σ_c_QP_sup	0.566272	[MPa]
W_inf	10416666.67	[mm^3]
σ_c_CAR_inf	0.04224	[MPa]
σ_c_QP_inf	0.033792	[MPa]
0.6*fc_k	14.94	[MPa]
0.45*fc_k	11.205	[MPa]
VERIFICA SUP	SI	
VERIFICA INF	SI	
VERIFICA FESSURAZIONE		
σ_t	0.06432	[MPa]
σres	2.131766207	[MPa]
Verifica	SI	

Tabella 5.28 Verifica SLE: tensione al centro

GIUNTI DI DILATAZIONE		
L_p	24	[m]
e	2.4	[mm]
P_t	250	[mm]
GIUNTI DI CONTRAZIONE		
L	480	[cm]
P_t	60	[mm]

Tabella 5.29 Calcolo giunti di dilatazione e contrazione

5.3 Caso 3

Nel terzo esempio, adottando l'approccio 1, è stata progetta una piastra in FRC con fibre di acciaio. Di seguito sono riportati i risultati finali al processo iterativo di progetto e verifica.

5.3.1 Input

spessore	300	[mm]
attrito μ	0.7	[-]
rigidezza terreno K	0.05	[N/mm^3]
Poisson v	0.3	[-]

Tabella 5.30 Valori di input

CARRATTERISTICHE CLS		
classe CLS	**30/37**	**[-]**
Rck	37	[Mpa]
fck	30.71	[Mpa]
fcm	38.71	[Mpa]
fctm	2.9419896	[Mpa]
fcd	17.402333	[Mpa]
fctk_0,05	2.0593927	[Mpa]
fctd	1.3729285	[Mpa]
Ecm	33019.435	[Mpa]
ACCIAIO		
classe Acciaio	B450	**[-]**
fyk	450	[MPa]
fyd	391.3043	[MPa]
Ecm	210000	[MPa]
α_aT	0.00001	[°C^-1]
n	6.677868	[-]

Tabella 5.31 Resistenza del calcestruzzo e acciaio

PRESTAZIONI FRC		
RESISTENZA RESIDUA CARRATTERISTICA		
materiale fibra	ACCIAIO	
tipo FRC	**03) Rc_ 37 Qf 40**	[-]
coeff._CAR	0.7	[-]
fR_1k	3.22	[MPa]
fR_2k	3.22	[MPa]
fR_3k	3.01	[MPa]
fR_4k	2.8	[MPa]
f_ftuk	1.0962	[MPa]
RESISTENZA RESIDUA DI PROGETTO		
fR_1d	2.146666667	[MPa]
fR_2d	2.146666667	[MPa]
fR_3d	2.006666667	[MPa]
fR_4d	1.866666667	[MPa]
f_ftuk	0.7308	[MPa]
ID	0.934782609	[-]
PRESTAZIONE	**2 C**	[-]

Tabella 5.32 Prestazione e resistenze residue del FRC

5.3.2 Analisi delle sollecitazioni

Di seguito si riportano le sollecitazioni di tensione, flessione e spostamento.

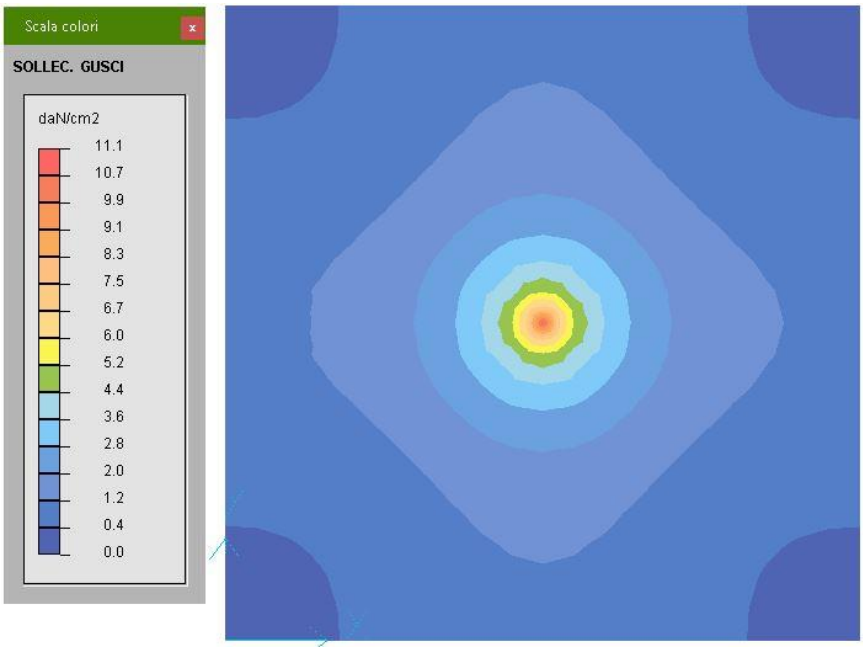


Figura 5.24 *Tensioni di Von Misses c.c. al centro*

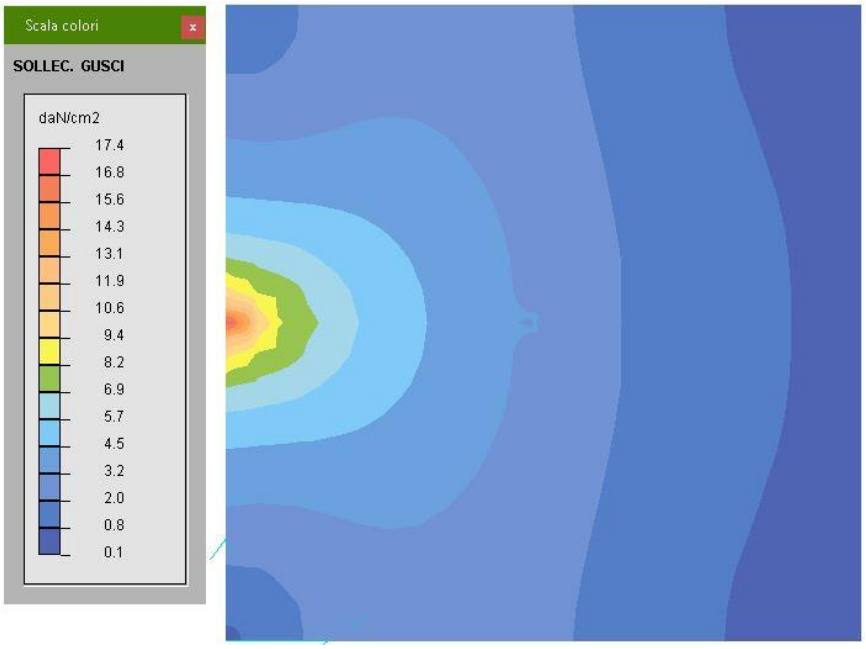


Figura 5.25 *Tensioni di Von Misses c.c. al bordo*

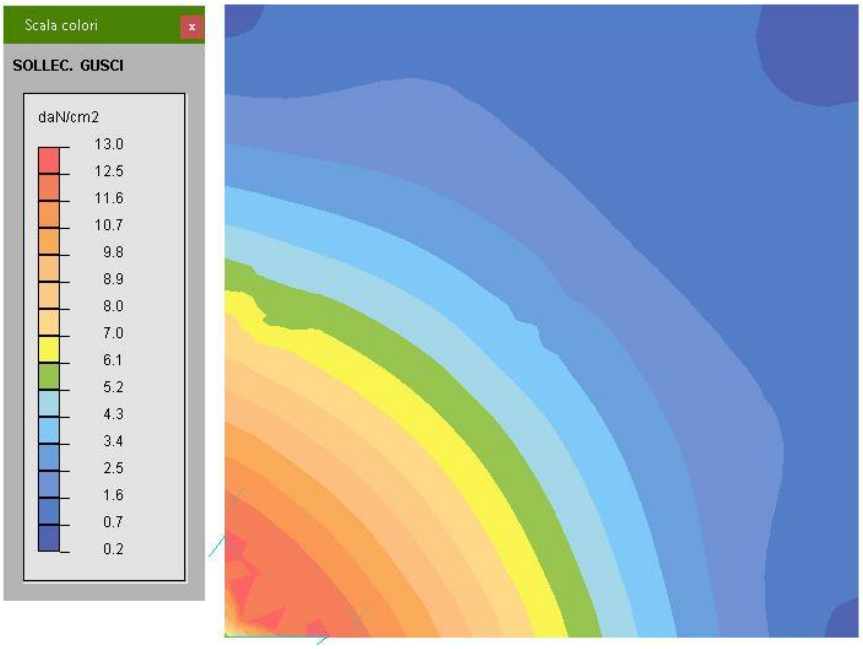


Figura 5.26 *Tensioni di Von Misses c.c. allo spigolo*

Momento flettente M1 e M2 analizzati nelle 3 condizioni di carico (c.c)

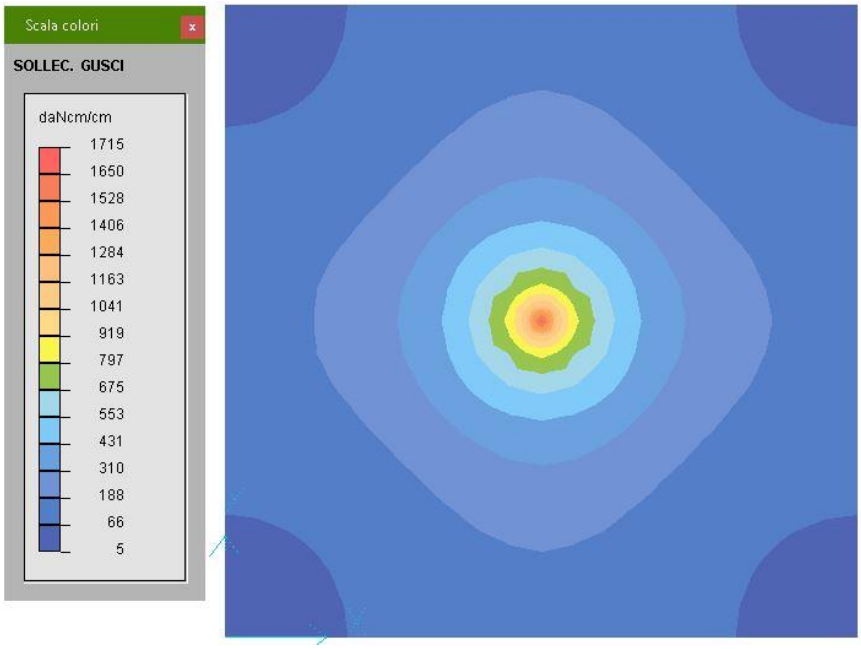


Figura 5.27 *Momento flettente M1 c.c. al centro*

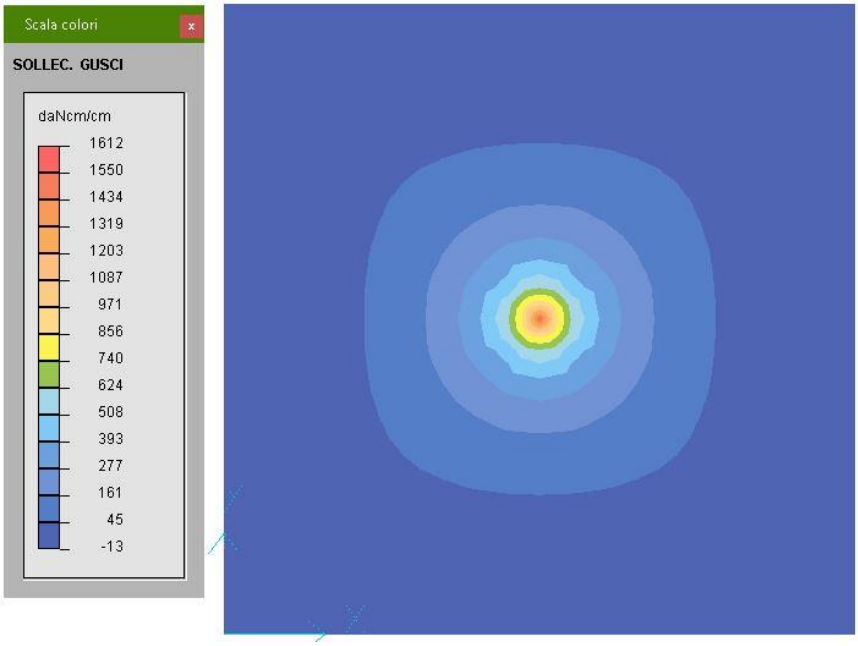


Figura 5.28 *Momento flettente M2 c.c. al centro*

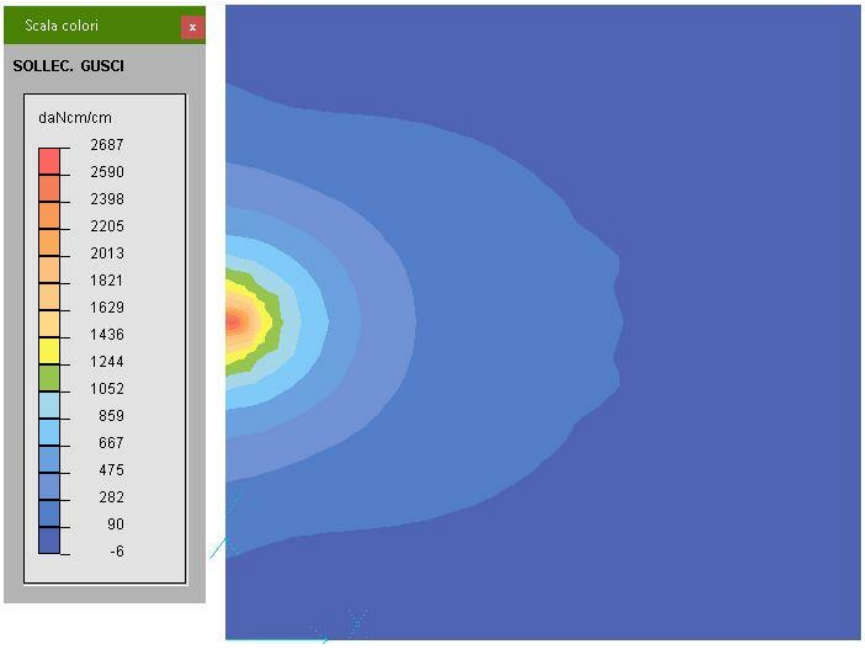


Figura 5.29 *Momento flettente M1 c.c. al bordo*

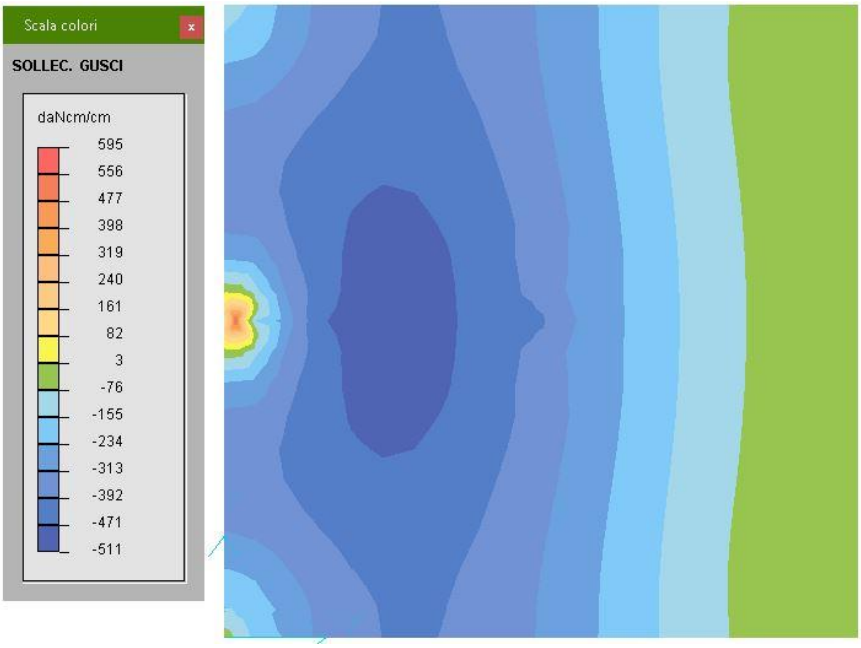


Figura 5.30 *Momento flettente M2 c.c. al bordo*

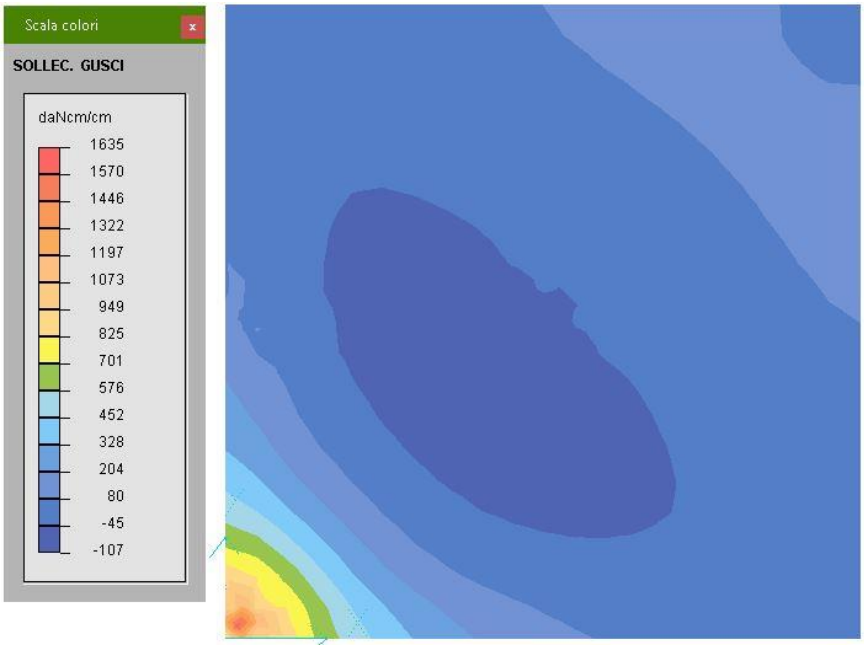


Figura 5.31 *Momento flettente M1 c.c. allo spigolo*

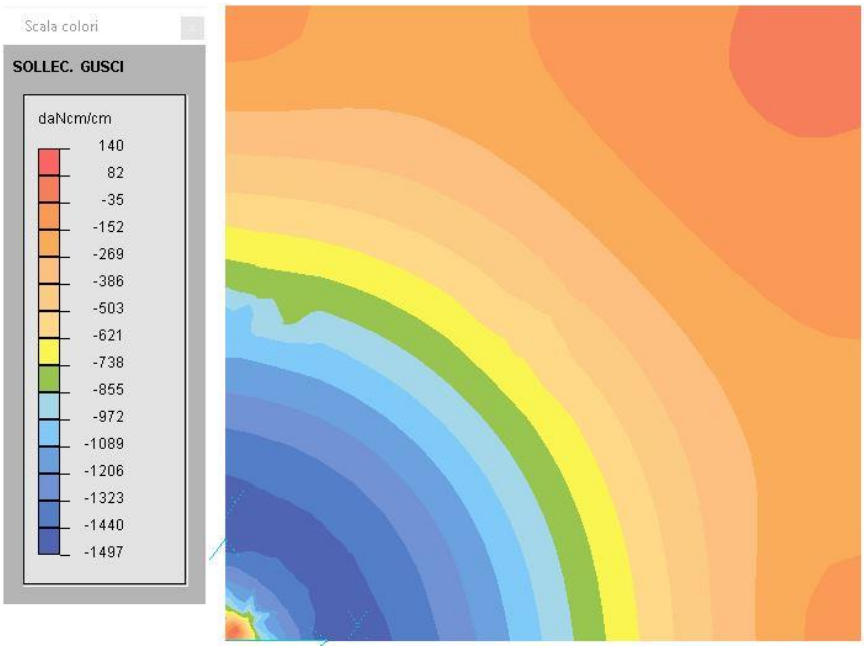


Figura 5.32 *Momento flettente M2 c.c. allo spigolo*

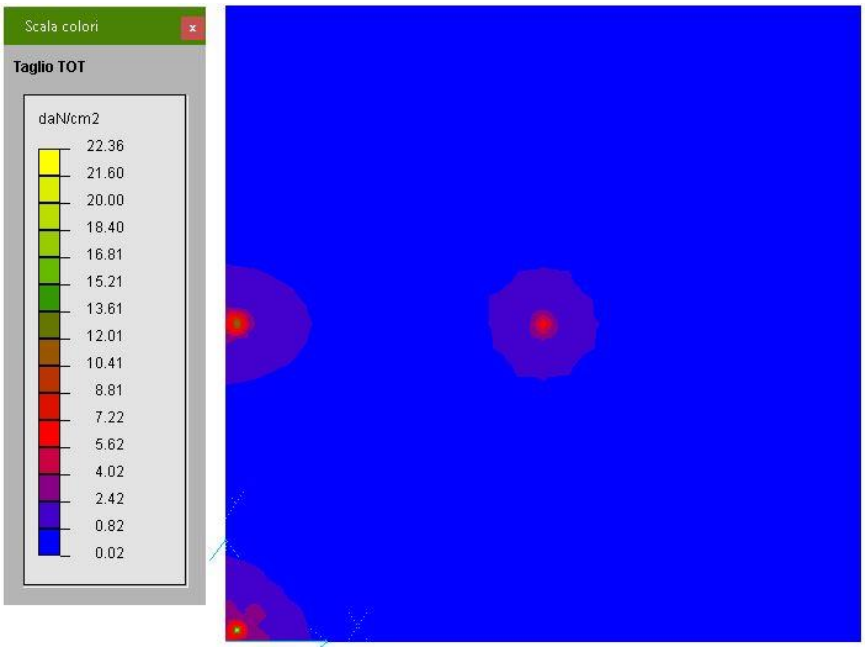


Figura 5.33 *Taglio totale*

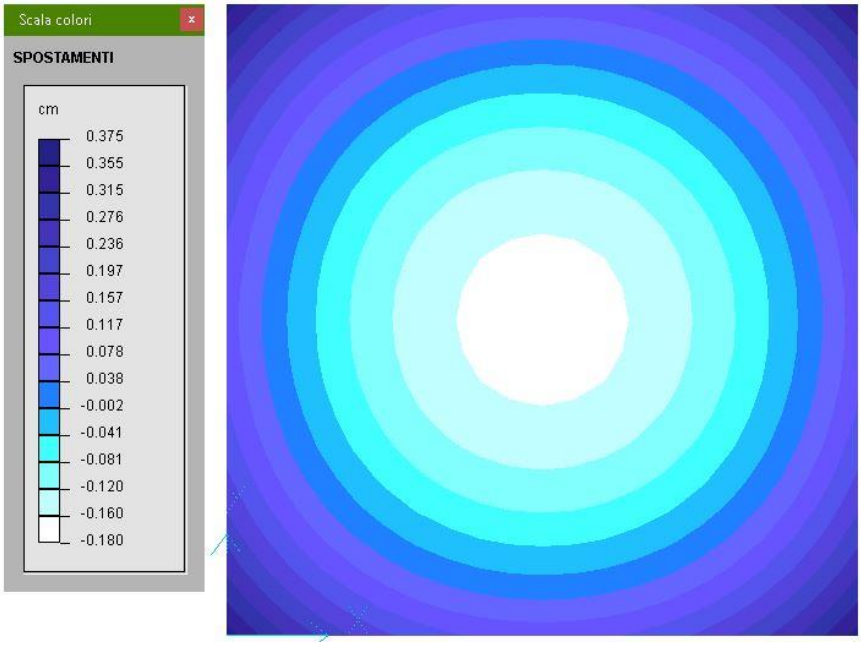


Figura 5.34 *Effetti di imbarcamento*

Il sollevamento degli spigoli, dovuto al fenomeno di imbarcamento, deve essere minore di una tolleranza prestabilita dal progettista.

5.3.3 Verifica e progetto

Con l'impiego di fogli di calcolo redatti su Excel è stata effettuata la fase di verifica e progetto. Di seguito si riportano le relative verifiche e i valori di progetto finali ottenuti dal processo iterativo.

VERIFICA DILATAZIONE TERMICA		
α_cT	0.00001	[°C^-1]
T_s	5	[°C]
T_i	-5	[°C]
ΔT	10	[°C]
ϕ	2.27	[-]
σdil,c	1.011	[MPa]
σdil,b	0.505399509	[MPa]
σdil,s	2.201	[MPa]
σres	2.451657995	[MPa]
Verifica	SI	

Tabella 5.33 Verifica di dilatazione termica

VERIFICA DI RITIRO		
L	5.6	[m]
h	300	[mm]
B	1000	[mm]
u	1000	[mm]
RH	55	[%]
h0	600	[mm]
εc0	-0.39219	[‰]
Kh	0.725	[-]
ε_max	-0.5	[‰]
εcd_INF	-0.28433775	[‰]
εca_INF	-0.051775	[‰]
εsh_tot	-0.33611275	[‰]
t0	30	[gg]
ϕ	2.27	[-]
L/h	18.66666667	[-]
ψ	0.21	[-]
σsh,c	0.713	[MPa]
σsh,b	0.356729559	[MPa]
σsh,s	0	[MPa]
σres	2.451657995	[MPa]
Verifica	SI	

Tabella 5.34 Verifica di ritiro

Le verifiche di punzonamento sono state eseguite per il taglio punzonante agente all'area di contatto del carico concentrato e al perimetro critico analizzati separatamente per ciascuna condizione di carico.

PUNZONAMENTO ALL'AREA DI CONTATTO		
nu	0.526296	[-]
v_max	4.5793892	[N/mm^2]
u_0	520	[mm]
P_max	357192.36	[N]
P_sd	39000	[N]
VERIFICA	SI	

Tabella 5.35 Verifica di punzonamento all'area di contatto

PUNZONAMENTO AL PERIMETRO CRITICO		
gamma_c	1.5	[-]
d	150	[mm]
ks	2	[-]
v_min	0.5485964	[N/mm^2]
ZONA SPIGOLO		
ro_1 spigolo	0	[-]
v_spigolo	0	[N/mm^2]
u_1_s	733.13769	[mm]
P_max_S	60329.504	[N]
P_sd	39000	[N]
VERIFICA SPIGOLO	SI	
ZONA BORDO		
ro_1 bordo	0	[-]
v_bordo	0	[N/mm^2]
u_1_b	1319.5861	[mm]
P_max_B	108588.02	[N]
P_sd	39000	[N]
VERIFICA BORDO	SI	
ZONA CENTRO		
ro_1 centro	0	[-]
v_centro	0	[N/mm^2]
u_1_c	2345.7936	[mm]
P_max_c	193034.08	[N]
P_sd	39000	[N]
VERIFICA CENTRO	SI	

Tabella 5.36 Verifica di punzonamento al perimetro critico

Nella verifica di flessione vengono definiti inizialmente la larghezza della base reagente **b** da considerare nel calcolo del momento resistente e la posizione delle armature riportate ad una distanza **d** rispetto all'estradosso della piastra. Infine, si sceglie un unico diametro delle barre di armatura utile per verificare a flessione la porzione di pavimentazione analizzata.

base reagente	1000	[mm]
d	150	[mm]
modello di calcolo	CNR	[-]
BARRE DIAMETRO	8	[mm]

Tabella 5.36 Input per la verifica di flessione

CONDIZIONE DI CARICO ALLO SPIGOLO			
	MOMENTO POSITIVO	MOMENTO NEGATIVO	
Msd	15370000	-14970000	[N*mm/m]
Mrd_FRC	30100000	30100000	[N*mm/m]
Verifica senza armatura	SI	SI	[-]
ARMATURA RETE	NON _NECESS	NON _NECESS	[mm^2]
# BARRE	0	0	[-]
PASSO [cm]	NON_NECESS	NON_NECESS	[cm]
MAGLIA	NON_NECESS	NON_NECESS	[cm*cm/mm]
As_eff	0	0	[mm^2]
Mrd_acc	0	0	[N*mm/m]
Mrd_TOT	30100000	30100000	[N*mm/m]
ARMATURA DI PROGETTO			
#NON_NECESS*NON_NECESS/fi_8			
MRd_FINALE	**30100000**		**[N*mm/m]**

Tabella 5.37 Verifica flessione zona spigolo

CONDIZIONE DI CARICO AL BORDO			
	MOMENTO POSITIVO	MOMENTO NEGATIVO	
Msd	26870000	-5110000	[N*mm/m]
Mrd_FRC	30100000	30100000	[N*mm/m]
Verifica senza armatura	SI	SI	[-]
ARMATURA RETE	NON _NECESS	NON _NECESS	[mm^2]
# BARRE	0	0	[-]
PASSO [cm]	NON_NECESS	NON_NECESS	[cm]
MAGLIA	NON_NECESS	NON_NECESS	[cm*cm/mm]
As_eff	0	0	[mm^2]
Mrd_acc	0	0	[N*mm/m]
Mrd_TOT	30100000	30100000	[N*mm/m]
ARMATURA DI PROGETTO			
#NON_NECESS*NON_NECESS/fi_8			
Mrd_FINALE	**30100000**		**[N*mm/m]**

Tabella 5.38 Verifica flessione zona bordo

CONDIZIONE DI CARICO AL CENTRO			
	MOMENTO POSITIVO	MOMENTO NEGATIVO	
Msd	14560000	-130000	[N*mm/m]
Mrd_FRC	30100000	30100000	[N*mm/m]
Verifica senza armatura	SI	SI	[-]
ARMATURA RETE	NON _NECESS	NON _NECESS	[mm^2]
# BARRE	0	0	[-]
PASSO [cm]	NON_NECESS	NON_NECESS	[cm]
MAGLIA	NON_NECESS	NON_NECESS	[cm*cm/mm]
As_eff	0	0	[mm^2]
Mrd_acc	0	0	[N*mm/m]
Mrd_TOT	30100000	30100000	[N*mm/m]
ARMATURA DI PROGETTO			
#NON_NECESS*NON_NECESS/fi_8			
Mrd_FINALE	**30100000**		**[N*mm/m]**

Tabella 5.39 Verifica flessione zona centro

VERIFICA SLE ZONA SPIGOLO		
Stato limite di tensione lato CLS:		
Ψ_0J	1	[-]
Ψ_2J	0.8	[-]
d	150	[mm]
b	1000	[mm]
h	300	[mm]
A_tot	300000	[mm^2]
Yg_intradosso	150	[mm]
W_sup	15000000	[mm^3]
σ_c_CAR_sup	0.68311111	[MPa]
σ_c_QP_sup	0.54648889	[MPa]
W_inf	15000000	[mm^3]
σ_c_CAR_inf	0.66533333	[MPa]
σ_c_QP_inf	0.53226667	[MPa]
0.6*fc_k	18.426	[MPa]
0.45*fc_k	13.8195	[MPa]
VERIFICA SUP	SI	
VERIFICA INF	SI	
VERIFICA FESSURAZIONE		
σ_t	0.998	[MPa]
σres	2.451658	[MPa]
Verifica	SI	

Tabella 5.40 Verifica SLE: tensione allo spigolo

VERIFICA SLE ZONA BORDO		
Stato limite di tensione lato CLS: BORDO		
Ψ_0J	1	[-]
Ψ_2J	0.8	[-]
d	150	[mm]
b	1000	[mm]
h	300	[mm]
A_tot	300000	[mm^2]
Yg_intradosso	150	[mm]
W_sup	15000000	[mm^3]
σ_c_CAR_sup	1.194222222	[MPa]
σ_c_QP_sup	0.955377778	[MPa]
W_inf	15000000	[mm^3]
σ_c_CAR_inf	0.227111111	[MPa]
σ_c_QP_inf	0.181688889	[MPa]
0.6*fc_k	18.426	[MPa]
0.45*fc_k	13.8195	[MPa]
VERIFICA SUP	SI	
VERIFICA INF	SI	
VERIFICA FESSURAZIONE		
σ_t	0.340666667	[MPa]
σres	2.451657995	[MPa]
Verifica	SI	

Tabella 5.41 Verifica SLE: tensione al bordo

VERIFICA SLE ZONA CENTRO		
Stato limite di tensione lato CLS: CENTRO		
Ψ_0J	1	[-]
Ψ_2J	0.8	[-]
d	150	[mm]
b	1000	[mm]
h	300	[mm]
A_tot	300000	[mm^2]
Yg_intradosso	150	[mm]
W_sup	15000000	[mm^3]
σ_c_CAR_sup	0.647111111	[MPa]
σ_c_QP_sup	0.517688889	[MPa]
W_inf	15000000	[mm^3]
σ_c_CAR_inf	0.005777778	[MPa]
σ_c_QP_inf	0.004622222	[MPa]
0.6*fc_k	18.426	[MPa]
0.45*fc_k	13.8195	[MPa]
VERIFICA SUP	SI	
VERIFICA INF	SI	
VERIFICA FESSURAZIONE		
σ_t	0.008666667	[MPa]
σres	2.451657995	[MPa]
Verifica	SI	

Tabella 5.42 Verifica SLE: tensione al centro

GIUNTI DI DILATAZIONE		
L_p	28	[m]
e	2.8	[mm]
P_t	300	[mm]
GIUNTI DI CONTRAZIONE		
L	560	[cm]
P_t	70	[mm]

Tabella 5.43 Calcolo giunti di dilatazione e contrazione

5.4 Caso 4

Nel quarto esempio, adottando l'approccio 2, è stata progetta una piastra in FRC con fibre di acciaio. Di seguito sono riportati i risultati finali al processo iterativo di progetto e verifica.

5.4.1 Input

spessore	250	[mm]
attrito μ	0.7	[-]
rigidezza terreno K	0.05	[N/mm^3]
Poisson v	0.3	[-]

Tabella 5.44 Valori di input

CARRATTERISTICHE CLS		
classe CLS	**30/37**	**[-]**
Rck	37	[Mpa]
fck	30.71	[Mpa]
fcm	38.71	[Mpa]
fctm	2.9419896	[Mpa]
fcd	17.402333	[Mpa]
fctk_0,05	2.0593927	[Mpa]
fctd	1.3729285	[Mpa]
Ecm	33019.435	[Mpa]
ACCIAIO		
classe Acciaio	B450	**[-]**
fyk	450	[MPa]
fyd	391.3043	[MPa]
Ecm	210000	[MPa]
α_aT	0.00001	[°C^-1]
n	6.677868	[-]

Tabella 5.45 Resistenza del calcestruzzo e acciaio

PRESTAZIONI FRC		
RESISTENZA RESIDUA CARRATTERISTICA		
materiale fibra	ACCIAIO	
tipo FRC	**02) Rc_ 37 Qf 30**	[-]
coeff._CAR	0.7	[-]
fR_1k	2.66	[MPa]
fR_2k	2.66	[MPa]
fR_3k	2.52	[MPa]
fR_4k	2.31	[MPa]
f_ftuk	0.9156	[MPa]
RESISTENZA RESIDUA DI PROGETTO		
fR_1d	1.773333333	[MPa]
fR_2d	1.773333333	[MPa]
fR_3d	1.68	[MPa]
fR_4d	1.54	[MPa]
f_ftuk	0.6104	[MPa]
ID	0.947368421	[-]
PRESTAZIONE	**1.5 C**	[-]

Tabella 5.46 Prestazione e resistenze residue del FRC

5.4.2 Analisi delle sollecitazioni

Di seguito si riportano le sollecitazioni di tensione, flessione e spostamento.

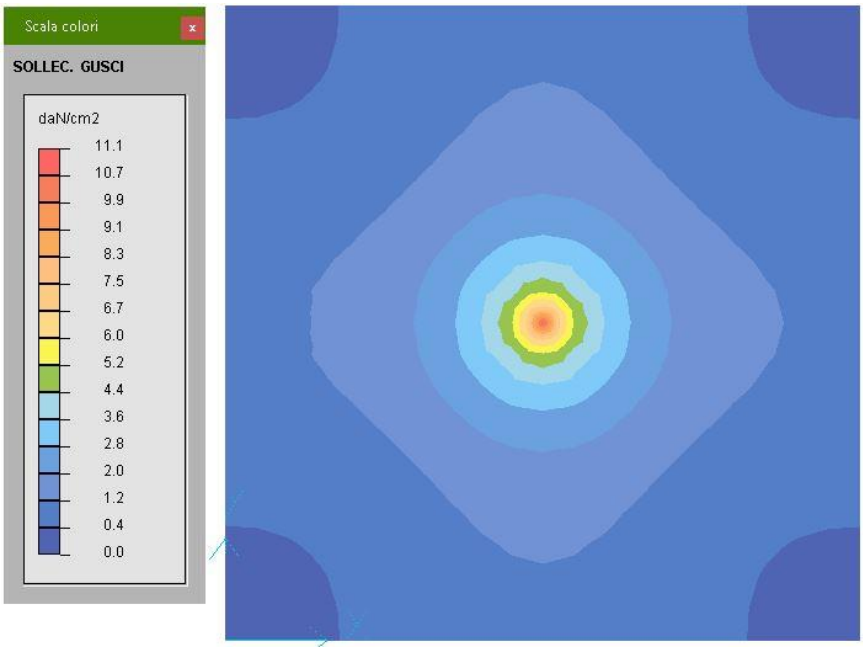


Figura 5.35 *Tensioni di Von Misses c.c. al centro*

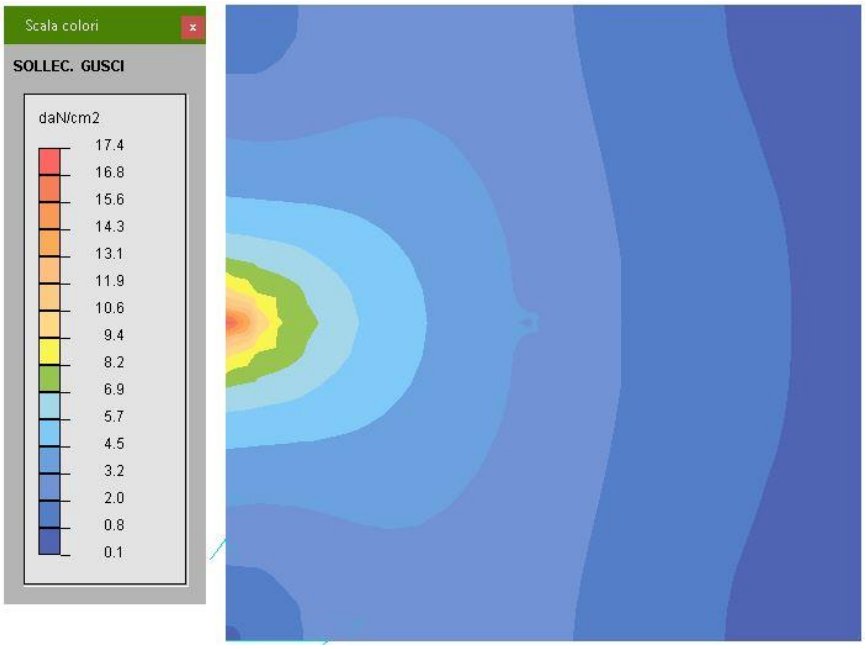


Figura 5.36 *Tensioni di Von Misses c.c. al bordo*

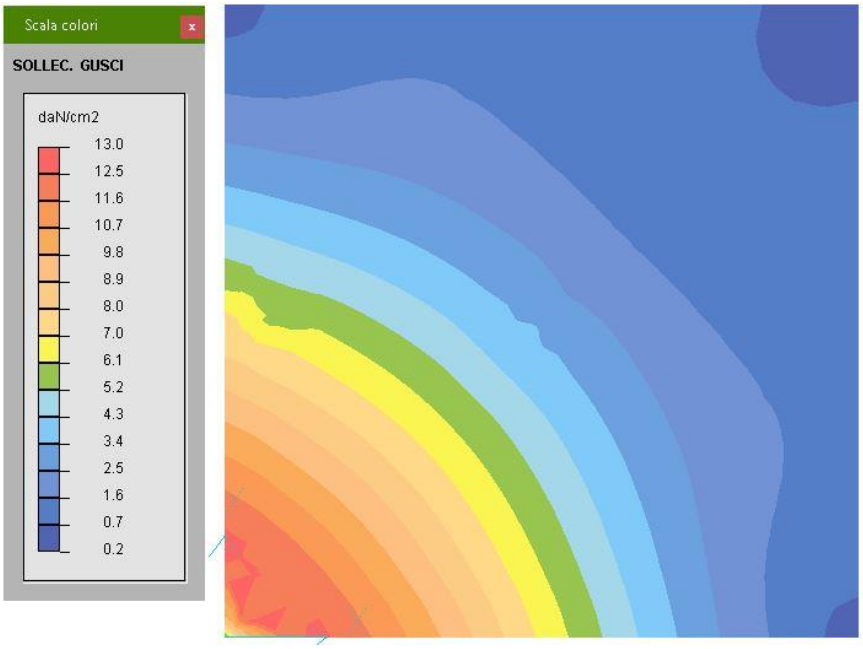


Figura 5.37 *Tensioni di Von Misses c.c. allo spigolo*

Momento flettente M1 e M2 analizzate nelle 3 condizioni di carico (c.c)

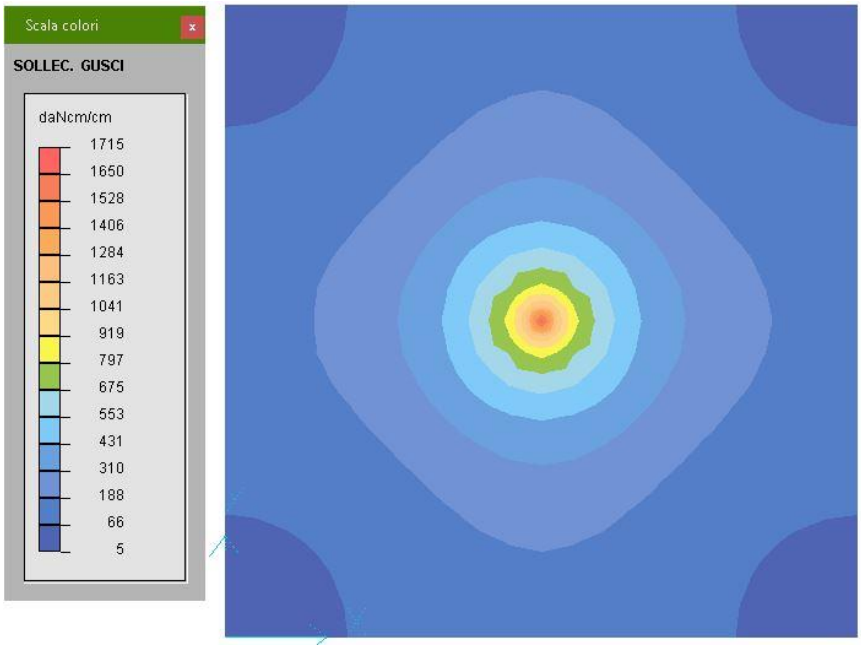


Figura 5.38 *Momento flettente M1 c.c. al centro*

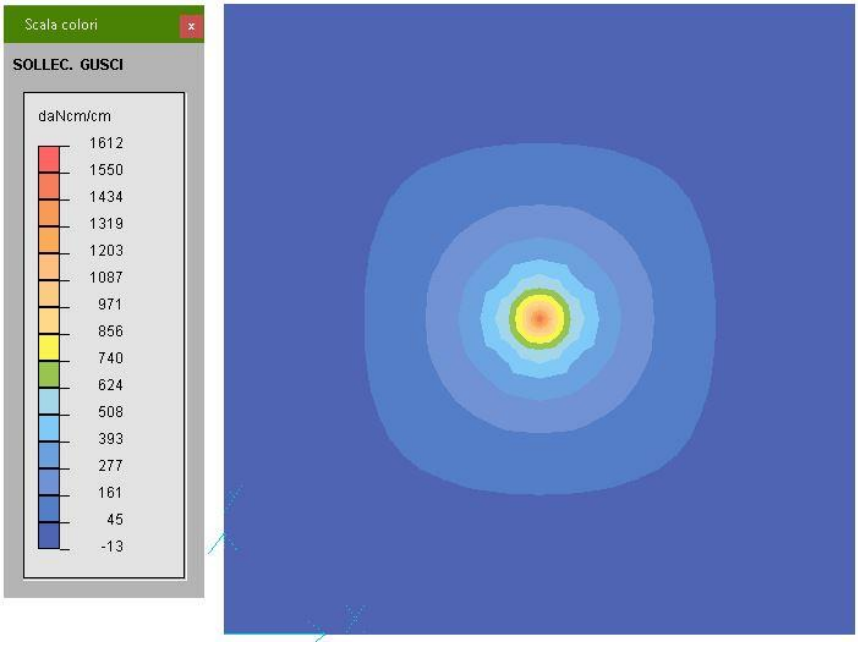


Figura 5.39 *Momento flettente M2 c.c. al centro*

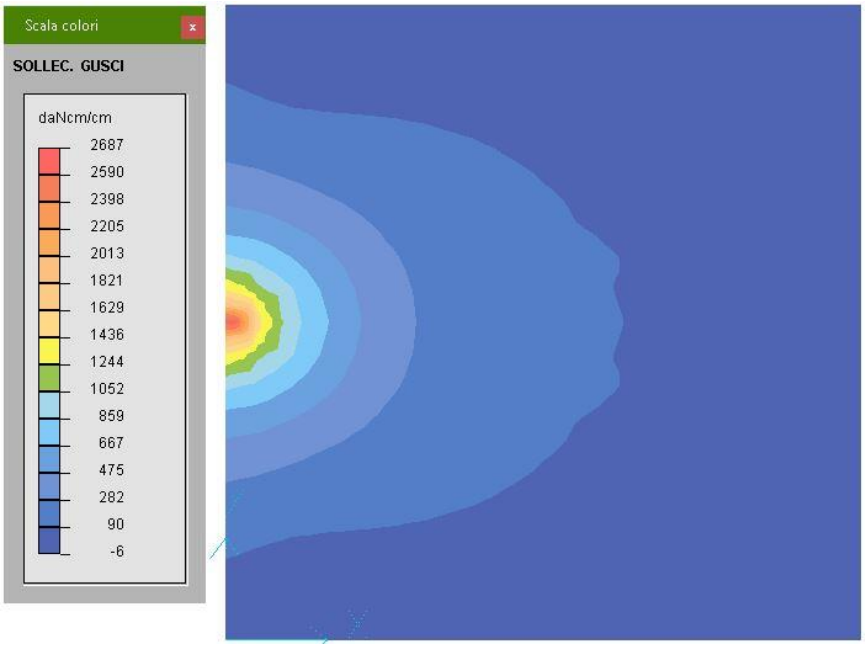


Figura 5.40 *Momento flettente M1 c.c. al bordo*

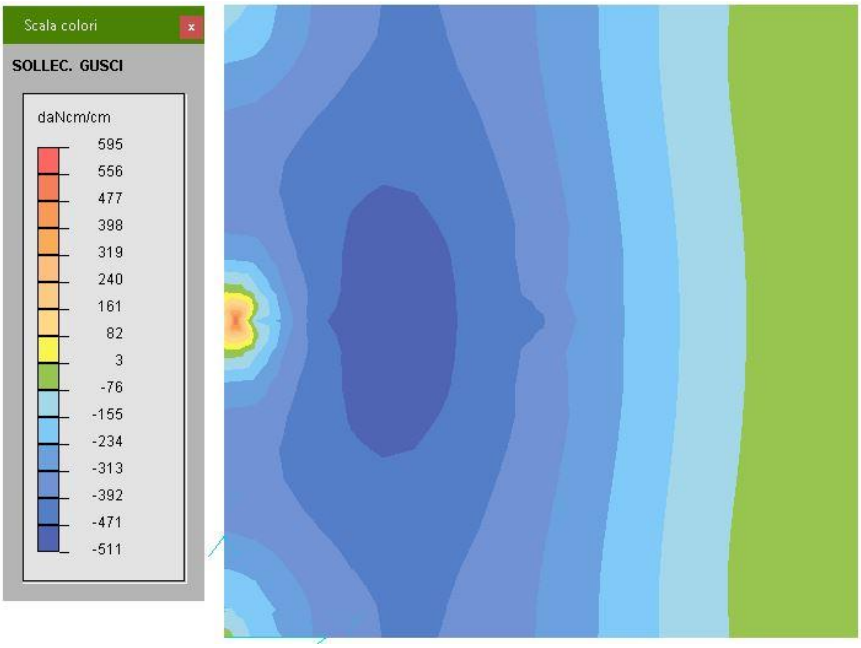


Figura 5.41 *Momento flettente M2 c.c. al bordo*

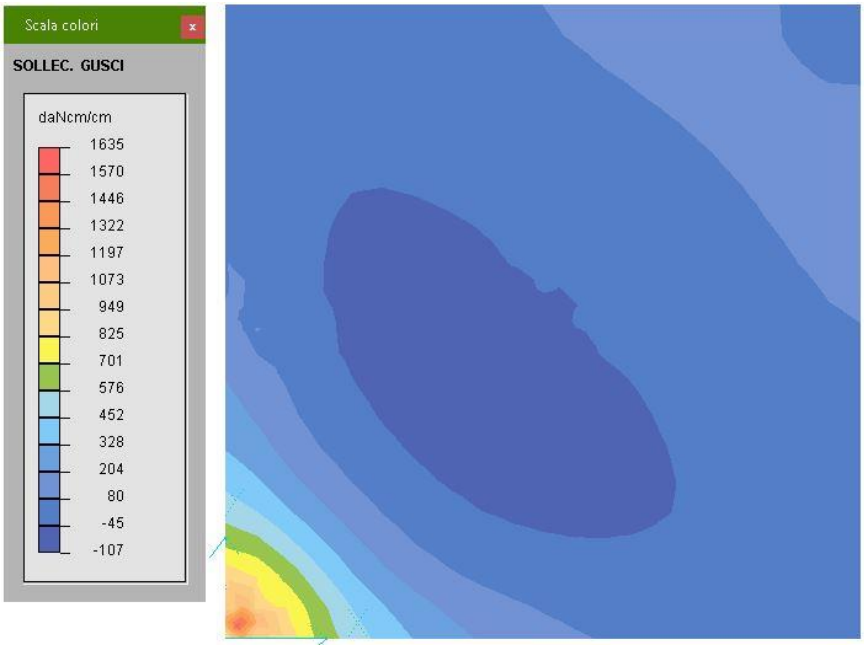


Figura 5.42 *Momento flettente M1 c.c. allo spigolo*

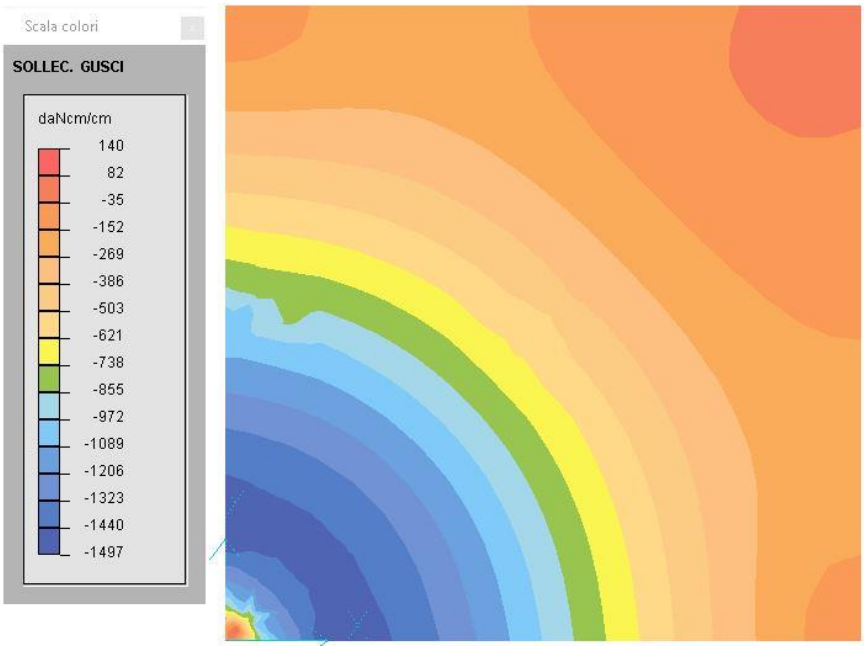


Figura 5.43 *Momento flettente M2 c.c. allo spigolo*

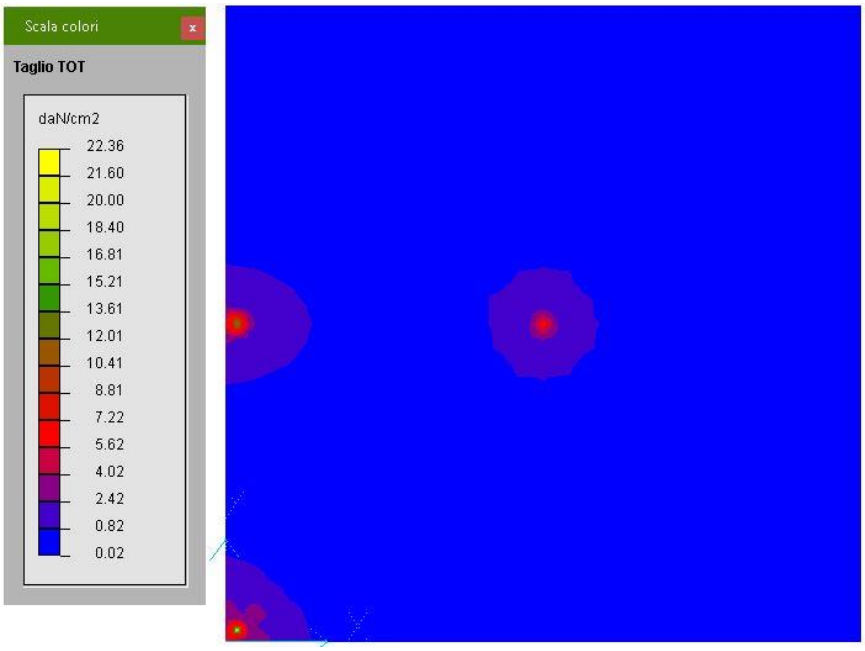


Figura 5.44 *Taglio totale*

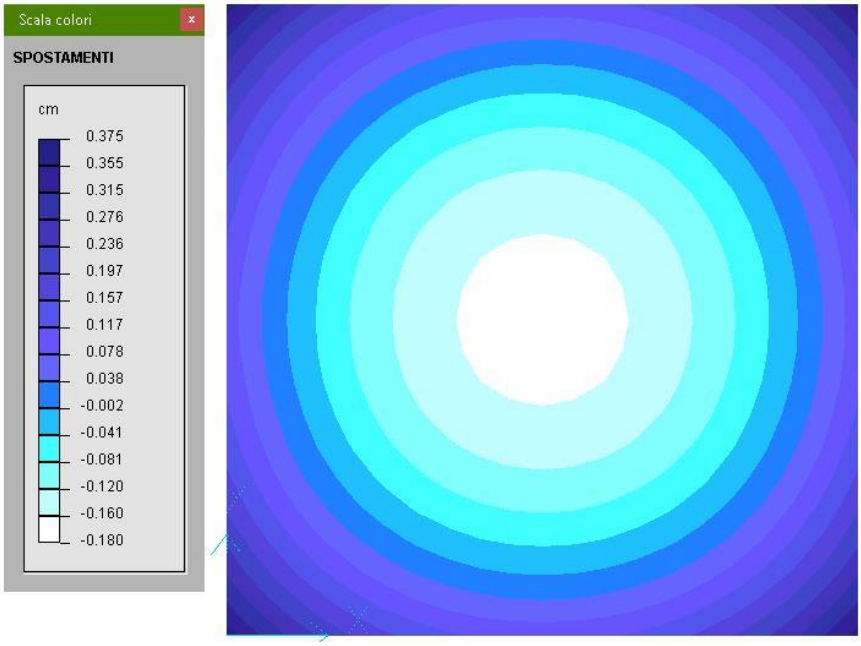


Figura 5.45 *Effetti di imbarcamento*

Il sollevamento degli spigoli, dovuto al fenomeno di imbarcamento, deve essere minore di una tolleranza prestabilita dal progettista.

5.4.3 Verifica e progetto

Con l'impiego di fogli di calcolo redatti su Excel è stata effettuata la fase di verifica e progetto. Di seguito si riportano le relative verifiche e i valori di progetto finali ottenuti dal processo iterativo.

VERIFICA DILATAZIONE TERMICA		
α_cT	0.00001	[°C^-1]
T_s	5	[°C]
T_i	-5	[°C]
ΔT	10	[°C]
ϕ	2.27	[-]
σdil,c	1.011	[MPa]
σdil,b	0.505399509	[MPa]
σdil,s	2.201	[MPa]
σres	2.451657995	[MPa]
Verifica	SI	

Tabella 5.47 Verifica di dilatazione termica

VERIFICA DI RITIRO		
L	4.8	[m]
h	250	[mm]
B	1000	[mm]
u	1000	[mm]
RH	55	[%]
h0	500	[mm]
εc0	-0.39219	[‰]
Kh	0.725	[-]
ε_max	-0.5	[‰]
εcd_INF	-0.28433775	[‰]
εca_INF	-0.051775	[‰]
εsh_tot	-0.33611275	[‰]
t0	30	[gg]
ϕ	2.27	[-]
L/h	19.2	[-]
ψ	0.21	[-]
σsh,c	0.713	[MPa]
σsh,b	0.356729559	[MPa]
σsh,s	0	[MPa]
σres	2.451657995	[MPa]
Verifica	SI	

Tabella 5.48 Verifica di ritiro

Le verifiche di punzonamento sono state eseguite per il taglio punzonante agente all'area di contatto del carico concentrato e al perimetro critico analizzate separatamente per ciascuna condizione di carico.

PUNZONAMENTO ALL'AREA DI CONTATTO		
nu	0.526296	[-]
v_max	4.5793892	[N/mm^2]
u_0	520	[mm]
P_max	297660.3	[N]
P_sd	39000	[N]
VERIFICA	SI	

Tabella 5.49 Verifica di punzonamento all'area di contatto

PUNZONAMENTO AL PERIMETRO CRITICO		
gamma_c	1.5	[-]
d	125	[mm]
ks	2	[-]
v_min	0.5485964	[N/mm^2]
ZONA SPIGOLO		
ro_1 spigolo	0	[-]
v_spigolo	0	[N/mm^2]
u_1_s	654.59787	[mm]
P_max_S	44888.754	[N]
P_sd	39000	[N]
VERIFICA SPIGOLO	SI	
ZONA BORDO		
ro_1 bordo	0.0016085	[-]
v_bordo	0.6664334	[N/mm^2]
u_1_b	1162.5065	[mm]
P_max_B	96841.636	[N]
P_sd	39000	[N]
VERIFICA BORDO	SI	
ZONA CENTRO		
ro_1 centro	0	[-]
v_centro	0	[N/mm^2]
u_1_c	2031.6343	[mm]
P_max_c	169243.61	[N]
P_sd	39000	[N]
VERIFICA CENTRO	SI	

Tabella 5.50 Verifica di punzonamento al perimetro critico

Nella verifica di flessione vengono definite inizialmente la larghezza della base reagente **b** da considerare nel calcolo del momento resistente e la posizione delle armature riportate ad una distanza **d** rispetto all'estradosso della piastra. Infine, si sceglie un unico diametro delle barre di armatura utile per verificare a flessione la porzione di pavimentazione analizzata.

base reagente	1000	[mm]
d	125	[mm]
modello di calcolo	CNR	[-]
BARRE DIAMETRO	8	[mm]

Tabella 5.51 Input per la verifica di flessione

CONDIZIONE DI CARICO ALLO SPIGOLO			
	MOMENTO POSITIVO	MOMENTO NEGATIVO	
Msd	14770000	-14690000	[N*mm/m]
Mrd_FRC	17500000	17500000	[N*mm/m]
Verifica senza armatura	SI	SI	[-]
ARMATURA RETE	NON _NECESS	NON _NECESS	[mm^2]
# BARRE	0	0	[-]
PASSO [cm]	NON_NECESS	NON_NECESS	[cm]
MAGLIA	NON_NECESS	NON_NECESS	[cm*cm/mm]
As_eff	0	0	[mm^2]
Mrd_acc	0	0	[N*mm/m]
Mrd_TOT	17500000	17500000	[N*mm/m]
ARMATURA DI PROGETTO			
#NON_NECESS*NON_NECESS/fi_8			
MRd_FINALE	**17500000**		**[N*mm/m]**

Tabella 5.52 Verifica flessione zona spigolo

CONDIZIONE DI CARICO AL BORDO			
	MOMENTO POSITIVO	MOMENTO NEGATIVO	
Msd	25880000	-4810000	[N*mm/m]
Mrd_FRC	17500000	17500000	[N*mm/m]
Verifica senza armatura	NO	SI	[-]
ARMATURA RETE	171.3244444	NON _NECESS	[mm^2]
# BARRE	4	0	[-]
PASSO [cm]	25	NON_NECESS	[cm]
MAGLIA	#25*25/fi_8	NON_NECESS	[cm*cm/mm]
As_eff	201.0619298	0	[mm^2]
Mrd_acc	9342823.37	0	[N*mm/m]
Mrd_TOT	26842823.37	17500000	[N*mm/m]
ARMATURA DI PROGETTO			
#25*25/fi_8			
Mrd_FINALE	**26842823.37**		**[N*mm/m]**

Tabella 5.53 Verifica flessione zona bordo

CONDIZIONE DI CARICO AL CENTRO			
	MOMENTO POSITIVO	MOMENTO NEGATIVO	
Msd	14510000	-170000	[N*mm/m]
Mrd_FRC	17500000	17500000	[N*mm/m]
Verifica senza armatura	SI	SI	[-]
ARMATURA RETE	NON _NECESS	NON _NECESS	[mm^2]
# BARRE	0	0	[-]
PASSO [cm]	NON_NECESS	NON_NECESS	[cm]
MAGLIA	NON_NECESS	NON_NECESS	[cm*cm/mm]
As_eff	0	0	[mm^2]
Mrd_acc	0	0	[N*mm/m]
Mrd_TOT	17500000	17500000	[N*mm/m]
ARMATURA DI PROGETTO			
#NON_NECESS*NON_NECESS/fi_8			
Mrd_FINALE	**17500000**		**[N*mm/m]**

Tabella 5.54 Verifica flessione zona centro

VERIFICA SLE ZONA SPIGOLO		
Stato limite di tensione lato CLS:		
Ψ_0J	1	[-]
Ψ_2J	0.8	[-]
d	125	[mm]
b	1000	[mm]
h	250	[mm]
A_tot	250000	[mm^2]
Yg_intradosso	125	[mm]
W_sup	10416666.7	[mm^3]
σ_c_CAR_sup	0.94528	[MPa]
σ_c_QP_sup	0.756224	[MPa]
W_inf	10416666.7	[mm^3]
σ_c_CAR_inf	0.94016	[MPa]
σ_c_QP_inf	0.752128	[MPa]
0.6*fc_k	18.426	[MPa]
0.45*fc_k	13.8195	[MPa]
VERIFICA SUP	SI	
VERIFICA INF	SI	
VERIFICA FESSURAZIONE		
σ_t	1.41024	[MPa]
σres	2.451658	[MPa]
Verifica	SI	

Tabella 5.55 Verifica SLE: tensione allo spigolo

VERIFICA SLE ZONA BORDO		
Stato limite di tensione lato CLS: BORDO		
Ψ_0J	1	[-]
Ψ_2J	0.8	[-]
d	125	[mm]
b	1000	[mm]
h	250	[mm]
A_tot	251278.7319	[mm^2]
Yg_intradosso	125	[mm]
W_sup	10417945.4	[mm^3]
σ_c_CAR_sup	1.656116698	[MPa]
σ_c_QP_sup	1.324893358	[MPa]
W_inf	10417945.4	[mm^3]
σ_c_CAR_inf	0.307802215	[MPa]
σ_c_QP_inf	0.246241772	[MPa]
0.6*fc_k	18.426	[MPa]
0.45*fc_k	13.8195	[MPa]
VERIFICA SUP	SI	
VERIFICA INF	SI	
VERIFICA FESSURAZIONE		
σ_t	0.461703322	[MPa]
σres	2.451657995	[MPa]
Verifica	SI	

Tabella 5.56 Verifica SLE: tensione al bordo

VERIFICA SLE ZONA CENTRO		
Stato limite di tensione lato CLS: CENTRO		
Ψ_0J	1	[-]
Ψ_2J	0.8	[-]
d	150	[mm]
b	1000	[mm]
h	300	[mm]
A_tot	300000	[mm^2]
Yg_intradosso	150	[mm]
W_sup	15000000	[mm^3]
σ_c_CAR_sup	0.647111111	[MPa]
σ_c_QP_sup	0.517688889	[MPa]
W_inf	15000000	[mm^3]
σ_c_CAR_inf	0.005777778	[MPa]
σ_c_QP_inf	0.004622222	[MPa]
0.6*fc_k	18.426	[MPa]
0.45*fc_k	13.8195	[MPa]
VERIFICA SUP	SI	
VERIFICA INF	SI	
VERIFICA FESSURAZIONE		
σ_t	0.01632	[MPa]
σres	2.451657995	[MPa]
Verifica	SI	

Tabella 5.57 Verifica SLE: tensione al centro

GIUNTI DI DILATAZIONE		
L_p	24	[m]
e	2.4	[mm]
P_t	250	[mm]
GIUNTI DI CONTRAZIONE		
L	480	[cm]
P_t	60	[mm]

Tabella 5.58 Calcolo giunti di dilatazione e contrazione

5.5 Caso 5

Nel quinto e ultimo esempio è stata progetta una piastra in solo calcestruzzo armato senza l'impiego di fibre di acciaio o plastica. Tale esempio viene fatto per avere un confronto completo di pavimentazioni industriali con e senza l'utilizzo di fibre in modo da analizzare il contributo delle fibre principalmente nelle verifiche di stato limite ultimo. Di seguito sono riportati i risultati finali al processo iterativo di progetto e verifica.

5.5.1 Input

spessore	250	[mm]
attrito μ	0.7	[-]
rigidezza terreno K	0.05	[N/mm^3]
Poisson v	0.3	[-]

Tabella 5.59 Valori di input

CARRATTERISTICHE CLS		
classe CLS	**30/37**	**[-]**
Rck	37	[Mpa]
fck	30.71	[Mpa]
fcm	38.71	[Mpa]
fctm	2.9419896	[Mpa]
fcd	17.402333	[Mpa]
fctk_0,05	2.0593927	[Mpa]
fctd	1.3729285	[Mpa]
Ecm	33019.435	[Mpa]
ACCIAIO		
classe Acciaio	B450	**[-]**
fyk	450	[MPa]
fyd	391.3043	[MPa]
Ecm	210000	[MPa]
α_aT	0.00001	[°C^-1]
n	6.677868	[-]

Tabella 5.60 Resistenza del calcestruzzo e acciaio

5.5.2 Analisi delle sollecitazioni

Nell'esempio 5 avendo adottato il medesimo spessore e classe di resistenza del calcestruzzo dell'esempio precedente, le sollecitazioni agenti sulla piastra in CA sono quelle relative al caso precedente stesso. Per cui per evitare duplicazioni di figure sono state omesse.

5.5.3 Verifica e progetto

Con l'impiego di fogli di calcolo redatti su Excel è stata effettuata la fase di verifica e progetto. Di seguito si riportano le relative verifiche e i valori di progetto finali ottenuti dal processo iterativo.

VERIFICA DILATAZIONE TERMICA		
α_cT	0.00001	[°C^-1]
T_s	5	[°C]
T_i	-5	[°C]
ΔT	10	[°C]
ϕ	2.27	[-]
σdil,c	1.011	[MPa]
σdil,b	0.505399509	[MPa]
σdil,s	2.201	[MPa]
σres	2.451657995	[MPa]
Verifica	SI	

Tabella 5.61 Verifica di dilatazione termica

VERIFICA DI RITIRO		
L	4.8	[m]
h	250	[mm]
B	1000	[mm]
u	1000	[mm]
RH	55	[%]
h0	500	[mm]
εc0	-0.39219	[‰]
Kh	0.725	[-]
ε_max	-0.5	[‰]
εcd_INF	-0.28433775	[‰]
εca_INF	-0.051775	[‰]
εsh_tot	-0.33611275	[‰]
t0	30	[gg]
ϕ	2.27	[-]
L/h	19.2	[-]
ψ	0.21	[-]
σsh,c	0.713	[MPa]
σsh,b	0.356729559	[MPa]
σsh,s	0	[MPa]
σres	2.451657995	[MPa]
Verifica	SI	

Tabella 5.62 Verifica di ritiro

Le verifiche di punzonamento sono state eseguite per il taglio punzonante agente all'area di contatto del carico concentrato e al perimetro critico analizzati separatamente per ciascuna condizione di carico.

PUNZONAMENTO ALL'AREA DI CONTATTO		
nu	0.526296	[-]
v_max	4.5793892	[N/mm^2]
u_0	520	[mm]
P_max	297660.3	[N]
P_sd	39000	[N]
VERIFICA	SI	

Tabella 5.63 Verifica di punzonamento all'area di contatto

PUNZONAMENTO AL PERIMETRO CRITICO		
gamma_c	1.5	[-]
d	125	[mm]
ks	2	[-]
v_min	0.5485964	[N/mm^2]
ZONA SPIGOLO		
ro_1 spigolo	0.0027143	[-]
v_spigolo	0.4866227	[N/mm^2]
u_1_s	654.59787	[mm]
P_max_S	44888.754	[N]
P_sd	39000	[N]
VERIFICA SPIGOLO	SI	
ZONA BORDO		
ro_1 bordo	0.0045239	[-]
v_bordo	0.576955	[N/mm^2]
u_1_b	1162.5065	[mm]
P_max_B	83839.244	[N]
P_sd	39000	[N]
VERIFICA BORDO	SI	
ZONA CENTRO		
ro_1 centro	0.0027143	[-]
v_centro	0.4866227	[N/mm^2]
u_1_c	2031.6343	[mm]
P_max_c	146520.21	[N]
P_sd	39000	[N]
VERIFICA CENTRO	SI	

Tabella 5.64 Verifica di punzonamento al perimetro critico

Nella verifica di flessione vengono definiti inizialmente la larghezza della base reagente **b** da considerare nel calcolo del momento resistente e la posizione delle armature riportate ad una distanza **d** rispetto all'estradosso della piastra. In fine si sceglie un unico diametro delle barre di armatura utile per verificare a flessione la porzione di pavimentazione analizzata.

base reagente	1000	[mm]
d	125	[mm]
modello di calcolo	CNR	[-]
BARRE DIAMETRO	12	[mm]

Tabella 5.65 Input per la verifica di flessione

CONDIZIONE DI CARICO ALLO SPIGOLO			
	MOMENTO POSITIVO	MOMENTO NEGATIVO	
Msd	14770000	-14690000	[N*mm/m]
Mrd_FRC	0	0	[N*mm/m]
Verifica senza armatura	NO	NO	[-]
ARMATURA RETE	301.9644444	316.1356725	[mm^2]
# BARRE	3	3	[-]
PASSO [cm]	30	30	[cm]
MAGLIA	#30*30/fi_12	#30*30/fi_12	[cm*cm/mm]
As_eff	339.2920066	339.2920066	[mm^2]
Mrd_acc	15766014.44	15766014.44	[N*mm/m]
Mrd_TOT	15766014.44	15766014.44	[N*mm/m]
ARMATURA DI PROGETTO			
#30*30/fi_12			
MRd_FINALE	**15766014.44**		**[N*mm/m]**

Tabella 5.66 Verifica flessione zona spigolo

CONDIZIONE DI CARICO AL BORDO			
	MOMENTO POSITIVO	MOMENTO NEGATIVO	
Msd	25880000	-4810000	[N*mm/m]
Mrd_FRC	0	0	[N*mm/m]
Verifica senza armatura	NO	NO	[-]
ARMATURA RETE	529.1022222	98.33777778	[mm^2]
# BARRE	5	1	[-]
PASSO [cm]	20	100	[cm]
MAGLIA	#20*20/fi_12	#100*100/fi_12	[cm*cm/mm]
As_eff	565.4866776	113.0973355	[mm^2]
Mrd_acc	26276690.73	5255338.146	[N*mm/m]
Mrd_TOT	26276690.73	5255338.146	[N*mm/m]
ARMATURA DI PROGETTO			
#20*20/fi_12			
Mrd_FINALE	**26276690.73**		**[N*mm/m]**

Tabella 5.67 Verifica flessione zona bordo

CONDIZIONE DI CARICO AL CENTRO			
	MOMENTO POSITIVO	MOMENTO NEGATIVO	
Msd	14510000	-170000	[N*mm/m]
Mrd_FRC	0	0	[N*mm/m]
Verifica senza armatura	NO	NO	[-]
ARMATURA RETE	296.6488889	3.475555556	[mm^2]
# BARRE	3	1	[-]
PASSO [cm]	30	100	[cm]
MAGLIA	#30*30/fi_12	#100*100/fi_12	[cm*cm/mm]
As_eff	339.2920066	113.0973355	[mm^2]
Mrd_acc	15766014.44	5255338.146	[N*mm/m]
Mrd_TOT	15766014.44	5255338.146	[N*mm/m]
ARMATURA DI PROGETTO			
#30*30/fi_12			
Mrd_FINALE	**15766014.44**		**[N*mm/m]**

Tabella 5.68 Verifica flessione zona centro

VERIFICA SLE ZONA SPIGOLO		
Stato limite di tensione lato CLS:		
Ψ_0J	1	[-]
Ψ_2J	0.8	[-]
d	125	[mm]
b	1000	[mm]
h	250	[mm]
A_tot	252157.86	[mm^2]
Yg_intradosso	125	[mm]
W_sup	10418824.5	[mm^3]
σ_c_CAR_sup	0.94508422	[MPa]
σ_c_QP_sup	0.75606738	[MPa]
W_inf	10418824.5	[mm^3]
σ_c_CAR_inf	0.93996528	[MPa]
σ_c_QP_inf	0.75197223	[MPa]
0.6*fc_k	18.426	[MPa]
0.45*fc_k	13.8195	[MPa]
VERIFICA SUP	SI	
VERIFICA INF	SI	
VERIFICA FESSURAZIONE		
σ_t	1.410	[MPa]
σres	2.451658	[MPa]
Verifica	SI	

Tabella 5.69 Verifica SLE: tensione allo spigolo

VERIFICA SLE ZONA BORDO		
Stato limite di tensione lato CLS: BORDO		
Ψ_0J	1	[-]
Ψ_2J	0.8	[-]
d	125	[mm]
b	1000	[mm]
h	250	[mm]
A_tot	253596.4335	[mm^2]
Yg_intradosso	125	[mm]
W_sup	10420263.1	[mm^3]
σ_c_CAR_sup	1.65574834	[MPa]
σ_c_QP_sup	1.324598672	[MPa]
W_inf	10420263.1	[mm^3]
σ_c_CAR_inf	0.307733753	[MPa]
σ_c_QP_inf	0.246187002	[MPa]
0.6*fc_k	18.426	[MPa]
0.45*fc_k	13.8195	[MPa]
VERIFICA SUP	SI	
VERIFICA INF	SI	
VERIFICA FESSURAZIONE		
σ_t	0.461600629	[MPa]
σres	2.451657995	[MPa]
Verifica	SI	

Tabella 5.70 Verifica SLE: tensione al bordo

VERIFICA SLE ZONA CENTRO		
Stato limite di tensione lato CLS: CENTRO		
Ψ_0J	1	[-]
Ψ_2J	0.8	[-]
d	125	[mm]
b	1000	[mm]
h	250	[mm]
A_tot	252157.8601	[mm^2]
Yg_intradosso	125	[mm]
W_sup	10418824.53	[mm^3]
σ_c_CAR_sup	0.928447668	[MPa]
σ_c_QP_sup	0.742758134	[MPa]
W_inf	10418824.53	[mm^3]
σ_c_CAR_inf	0.010877747	[MPa]
σ_c_QP_inf	0.008702197	[MPa]
0.6*fc_k	18.426	[MPa]
0.45*fc_k	13.8195	[MPa]
VERIFICA SUP	SI	
VERIFICA INF	SI	
VERIFICA FESSURAZIONE		
σ_t	0.01632	[MPa]
σres	2.451657995	[MPa]
Verifica	SI	

Tabella 5.71 Verifica SLE: tensione al centro

GIUNTI DI DILATAZIONE		
L_p	24	[m]
e	2.4	[mm]
P_t	250	[mm]
GIUNTI DI CONTRAZIONE		
L	480	[cm]
P_t	60	[mm]

Tabella 5.72 Calcolo giunti di dilatazione e contrazione

5.6 Riepilogo e Confronto

		Esempio 1	Esempio 2	Esempio 3	Esempio 4	Esempio 5
Proprietà della piastra	fibra FRC	Plastica	Plastica	Acciaio	Acciaio	Nessuna
	Prestazione FRC	1D	0.5D	2C	1.5C	-
	dosaggio [Kg/mc]	8	6	40	30	0
	Spessore [mm]	300	250	300	250	250
Zona spigolo	Maglia elettrosaldata [cm*cm/mm]	-	#100*100/fi_8	-	0	#30*30/fi_12
	Costo totale [€/mq]	67.5	49.094144	65.4	47.75	30.08108
Zona bordo	Maglia elettrosaldata [cm*cm/mm]	-	#25*25/fi_8	-	#25*25/fi_8	#20*20/fi_12
	Costo totale [€/mq]	67.5	50.126576	65.4	49.126576	31.37162
Zona centro	Maglia elettrosaldata [cm*cm/mm]	-	-	-	-	#30*30/fi_12
	Costo totale [€/mq]	67.5	48.75	65.4	47.75	30.08108

Tabella 5.73 *Riepilogo dei cinque casi analizzati*

In ***Tabella 5.73*** è riportato un riepilogo dei cinque esempi analizzati precedentemente e i relativi costi espressi in euro per metro quadro di piastra realizzata in zona centro, bordo e spigolo. Dal confronto dei costi in prima battuta si evince che le pavimentazioni realizzate in solo cemento armato presentano un costo di costruzione minore rispetto alle piastre in FRC, ma nel lungo termine esse richiedono un piano di manutenzione abbastanza costoso, per cui le piastre in FRC si

dimostrano più convenienti in quanto le spese di manutenzione sono notevolmente ridotte grazie all'ottima prestazione fornita dalle fibre nel limitare le fessure in fase di esercizio. Inoltre, quest'ultime si presentano come la soluzione migliore anche in termini di semplicità ed efficienza nei tempi di realizzazione dell'opera.

Per la realizzazione della pavimentazione industriale un buon compromesso può essere raggiunto impiegando sia fibre che armature lente. In questo modo si possono diminuire gli elevati costi di costruzione legati alla quantità di fibre sostituendoli in parte in barre di maglie elettrosaldate, senza alterare di molto la prestazione desiderata. Inoltre, dai risultati ottenuti il costo delle pavimentazioni realizzate in solo fibre di acciaio o di plastica non presentano una grande differenza mentre in termini di prestazione quelle in acciaio si dimostrano migliori dato che il materiale presenta delle proprietà meccaniche molto performanti.

CONCLUSIONE

In questa tesi si è analizzato in regime elastico lineare il problema della modellazione delle pavimentazioni industriali soggette principalmente a carichi concentrati e realizzati in FRC. L'introduzione della fibra all'interno della matrice cementizia consente di migliorare considerevolmente la duttilità del materiale composito abbattendo il comportamento fragile della piastra e permettendo in contemporaneo anche la limitazione dei fenomeni di ritiro e propagazione delle fessure. Inoltre, essa conferisce agli strati superficiali maggior resistenza a fatica, agli urti, alle abrasioni e agli stress termici che sono tipicamente i parametri importanti e spesso richiesti dai committenti di pavimentazioni industriali.

L'obiettivo è di proporre una routine di calcolo automatico utile a supportare il progettista sia nella fase di predimensionamento che nelle verifiche strutturali secondo le norme del CNR DT 211/2014. Il modello proposto è ottenuto dall'integrazione del modello FEM con fogli di calcolo redatti in Excel.

Si è dato maggior attenzione all'interpretazione del contribuito delle fibre che permettono di ottenere una resistenza residua a trazione post-fessurativa definita da una legge costitutiva con comportamento plastico. Tale resistenza residua consente la sostituzione parziale o totale delle barre di armatura, garantendo una resistenza superiore alle sollecitazioni di flessione provenienti dallo schema di carico considerato.

La metodologia di progetto e verifica si basa su due approcci iterativi. Inoltre, nel caso in cui si dovesse disporre delle maglie di acciaio elettrosaldate esse vengono posizionate esattamente in mezzeria dovuta ad una scelta progettuale mirata a sfruttare tale barre sia a momento positivo che negativo diminuendo notevolmente la quantità di armatura necessaria per la verifica.

Nel caso si scelga di seguire l'approccio 1, la pavimentazione essendo essente di armatura essa dipenderà esclusivamente dalla prestazione e spessore del FRC. Quest'ultimo non potendo essere definito con dei valori variabili a seconda della porzione di piastra interessata dalla verifica, l'azione di progetto sarà definita da un unico valore di progetto proveniente da una delle diverse condizioni di carico che determinano la massima sollecitazione di momento flettente. Per cui la criticità del

problema sarà definita soggettivamente dalla condizione di carico al bordo essendo quel cha produce la massima flessione a momento positivo.

Infine, dal confronto effettuato dei diversi esempi applicativi, la realizzazione della pavimentazione in FRC con armatura integrata consentono di diminuire i costi legati alla costruzione e manutenzione dell'opera, garantendo al contempo la prestazione richiesta con minor costo e soluzione sostenibile.

BIBLIOGRAFIA

[1] Consiglio Nazionale delle Ricerche, «CNR-DT 211 Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Strutture di Calcestruzzo Fibrorinforzato,» 2016.

[2] Concrete Society, Concrete industrial ground floors : a guide to design and construction., 2013.

[3] UNI, Pavimenti di calcestruzzo ad uso industriale - Criteri per la progettazione, la costruzione ed il collaudo, 2005.

[4] C. C. &. A. Australia, Guide to Industrial Floors and Pavements – design, construction and specification, 2009.

[5] Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Linea guida per l'identificazione, la qualificazione, la certificazione di valutazione tecnica ed il controllo di accettazione dei calcestruzzi fibrorinforzati FRC (Fiber Reinforced Concrete), 2019.

[6] Consiglio Nazionale delle Ricerche, «CNR-DT 204 Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Strutture di Calcestruzzo Fibrorinforzato,» 2008.

[7] C. Eugenio, Platee di Fondazione-Nuovo metodo originale per la progettazione alla luce della normativa vigente, 2010.

[8] B. Barragán, L. Facconi, O. Laurence e G. Plizzari, «Design of glass-fibre-reinforced concrete floors according to the fib Model Code 2010,» *American Concrete Institute, ACI Special Publication,* 2014.

[9] B. Chiaia, A. P. Fantilli e P. Vallini, «Evaluation of minimum reinforcement ratio in FRC members and application to tunnel linings,» *Materials and Structures/Materiaux et Constructions,* vol. 40, n. 6, pp. 593-604, 2007.

[10] B. Chiaia, A. P. Fantilli e P. Vallini, «Evaluation of crack width in FRC structures and application to tunnel linings,» *Materials and Structures/Materiaux et Constructions,* vol. 42, n. 3, pp. 339-351, 2009.

[11] C. Ike, «Flexural Analysis of Kirchhoff plates on Winkler foundations using finite Fourier sine integral transform method,» *Mathematical Modelling of Engineering Problems,* vol. 4, n. 4, pp. 145-154, 2017.

[12] F. Biasioli, C. Comastri, F. Finzi e G. A. Plizzari, «Codice di Buona Pratica Per i Pavimenti in Calcestruzzo ad uso Industriale,» 2003.

[13] M. D. Infrastrutture e E. D. E. I. Trasporti, «Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».,» *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana,* 2018.

[14] G. Leonards e M. Harr, «Analysis of concrete slabs on ground and subjected to warping amd moving loads,» *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division,* vol. 85, n. 3, 1959.

[15] D. Beckett, «Concrete industrial ground slabs,» *Design applications of raft foundations,* 2000.

[16] B. Belletti, R. Cerioni e G. Plizzari, «Experimental and numerical analyses of FRC slabs on grade,» 2003.

RINGRAZIAMENTI

በመጀመሪያ እዚ ላደረሰኝ ፈጣሪዬ ልዑል እግዚሐብሄር ክብርና ምስጋና ላደርስ እወዳለው፣ፍቃድህ ሆኖ እዚ ደረጃ እንድበቃ ስላደረከኝ ለዘላለም አመሰግንሐለው። እመቤታችን ቅድስት ድንግል ማሪያም ሆይ ጸሎቶቼን ስላደረሽልኝ ክብር ምስጋና ላንቺ ይሁን።

Penso sia arrivato il momento di ringraziare tutti coloro che mi hanno sostenuto in questo percorso tortuoso e pieno di ostacoli, ma non mai superabili, grazie all'incoraggiamento e speranza che mi veniva sempre dato. Vorrei ringraziare il prof. Alessando P. Fantilli per avermi dato questa opportunità di tesi e per i suoi revisioni continui e in alcuni casi anche "serali" fuori l'orario di lavoro nonostante sia molto impegnato e stanco, vorrei ringraziare Ing. Marcella Avalle per avermi dato questa esperienza all'interno di un ambiente di lavoro vivace e sereno e circondato da professionisti del campo che operano nel settore da parecchi anni e che non si stancano a spiegarti un dubbio o perplessità, un grande ringraziamento a tutto lo staff di "CDM Dolmen" e soprattutto a Ing. Federico Formica e Ing. Gianmarco Massucco, alla vostra disponibilità a risolvere i vari problemi riscontrati nel percorso imparando non solo dalle loro esperienze maturate ma anche dal gesto di umiltà che trasmettono. Vorrei ringraziare gli amici della coabitazione "l'Ingranaggio" per la pazienza di avermi permesso di saltare alcune ore di attività, e non poche, che dovevo svolgere il mercoledì o venerdì dimostrando un ottimo esempio di buon vicinato.

In fine vorrei ringraziare la mia famiglia per aver creduto in me e supportato nei momenti difficili comunque i miei non capendo niente di italiano di seguito continuo in amarico (lingua ufficiale dell'ETIOPIA).

በመቀጠል መላው ቤተሰቤን እናቴና አባቴን በጣም አርጌ አመሰግናለው፣ላደረጋችሁልኝ ነገር ሁሉ በገንዘብ በማይተመን ፍቅር እክሳችኋለው። ያላችሁን ሁሉ ሳትሰስቱ እስከዛሬዋ ቀን ድረስ ስለለገሳችሁኝና ወደፊትም ለምትለግሱኝ ፍቅር በጣም አርጌ አመሰግናቹኋለው። ለውዷ እህቴ በጸሎት ስታስቢኝና ስትጸልይልኝ እንደነበረ በደንብ አውቃለው ለትምርት ወደ ጣልያን ልመጣ ስል ያነባሽውን የእህትነትሽን እንባ መቼም አረሳውም ለሃሳብሽና ፍቅርሽ አመሰግናለው። ውዱ ወንድሜም ከጎኔህ ሆንህ ላደረክልኝ ሁሉ ድጋፍ አመስግንሃለው በጣም ትልቅና ሩሩህ ልብ እንዳለህ አውቃለው ለበጎ ምኞትህ ሁሉ እግዚሐብሄር ይስጥልኝ። ውዷ ጉአደኛዬ የተዋወቅነው የዛሬ 6 ዓመት ቢሆንም "በጥቁርና ነጭ ቲቪ" ጊዜ ጀምሮ የማውቅሽ ይመስለኛል ላደርግሺልኝ የብርታት ስንቅ እስከ ዘላለሜ እየቆነጠርኩኝ የምጠቀመው ይሆናል፣ በስድት ሂዌቴ ብዙ የሚጎሉኝን ቀዳዶች ሁሉ ስለደፈንሽልኝ በጣም አመሰግንሻለው ጥንካሬና ብርታት አስተምረሽኛል እግሬ በኩዳኝ ጊዜ ሙርኩዝ ሆነሽ ወንዙን ተሻግረናል ለሁሉም በጣም አመሰግንሻለው ቀሪውን የፈተና ጊዜያችንን አብረን እንደምንወጣው አምናለው። በአለም ላይ ለሚገኙ ጓደኞቼ በቶሪኖና በ ፒሳ ያፈራሁዋቸው ውድ ወንድሞቼ እንዲሁም መዳኒያለም ቤት ክርስቲያን የማውቃቹ ኢትዮጵያኖች ሁሉ በጣም አመሰግናለው። እግዚሐብሄር ኢትዮጵያን ይባርክ።

Adesso dopo aver conseguito la magistrale, non mi faccio ingannare dalla "Dolce vita" che mi aspetta la fuori come è già successo con il diploma di scuola superiore o la triennale, perché questa volta sono cresciuto e "so di non sapere niente" e nella vita non si smette di imparare e le difficoltà continueranno seminando per il domani il mio essere. Sono consapevole che sia l'inizio e non la fine di altre sfide in cui la cosa più importante non è vincere ma imparare dagli alti e bassi che offre il percorso della vita. In amarico c'è un detto che dice" bussa alla porta senza stancarsi ti verrà aperto, ma ricorda ti aspetterà un'altra porta chiusa" per cui io continuerò a bussare "nock nock nock……".

ኢትዮጵያ ለዘላለም ትኑር!!!