

## INDICE

1	PREMESSA	3
2	NORME TECNICHE E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
3	DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE	7
4	CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI	9
4.1	Calcestruzzo	9
4.2	Acciaio	10
5	CARATTERIZZAZIONE STRUTTURA AI SENSI DEL D.M. 14/01/2008	11
5.1	Vita nominale	11
5.2	Classi d'uso	11
5.3	Periodo di riferimento per l'azione sismica	12
5.4	Periodo di ritorno per l'azione sismica	12
5.5	Definizione della categoria di appartenenza per le azioni	13
5.6	Categoria del sottosuolo	14
5.7	Condizioni topografiche	14
5.8	Localizzazione geografica della località in esame	14
5.9	Amplificazione stratigrafica ed amplificazione topografica	15
5.10	Smorzamento viscoso convenzionale	17
5.11	Spettri di risposta elastici in accelerazione delle componenti orizzontali	17
5.12	Spettri di risposta elastici in accelerazione della componente verticale	19
5.13	Spettri di progetto per gli Stati Limite di Esercizio	20
5.14	Regolarità della costruzione	20
5.15	Fattore di struttura	20
5.16	Spettri di progetto per gli Stati Limite Ultimi	21
5.17	Tipi di analisi da effettuare	21
6	AZIONI ELEMENTARI ED ANALISI DEI CARICHI	22
6.1	Peso proprio	22
6.2	Sovraccarico accidentale	22
6.3	Carico da caduta	22

7	VERIFICHE	23
7.1	Solettone	23
7.1.1	Stato Limite Ultimo	23
7.1.2	Stato Limite di Esercizio – combinazione quasi permanente	27
7.1.3	Stato Limite di Esercizio – combinazione rara	31
7.2	Cunicoli sottoservizi	35
7.2.1	Stato Limite Ultimo	35
7.2.2	Stato Limite di Esercizio – combinazione quasi permanente	37
7.2.3	Stato Limite di Esercizio – combinazione rara	41
8	MODELLAZIONE, ANALISI STRUTTURALE E VERIFICHE	45
9	CONCLUSIONI	46

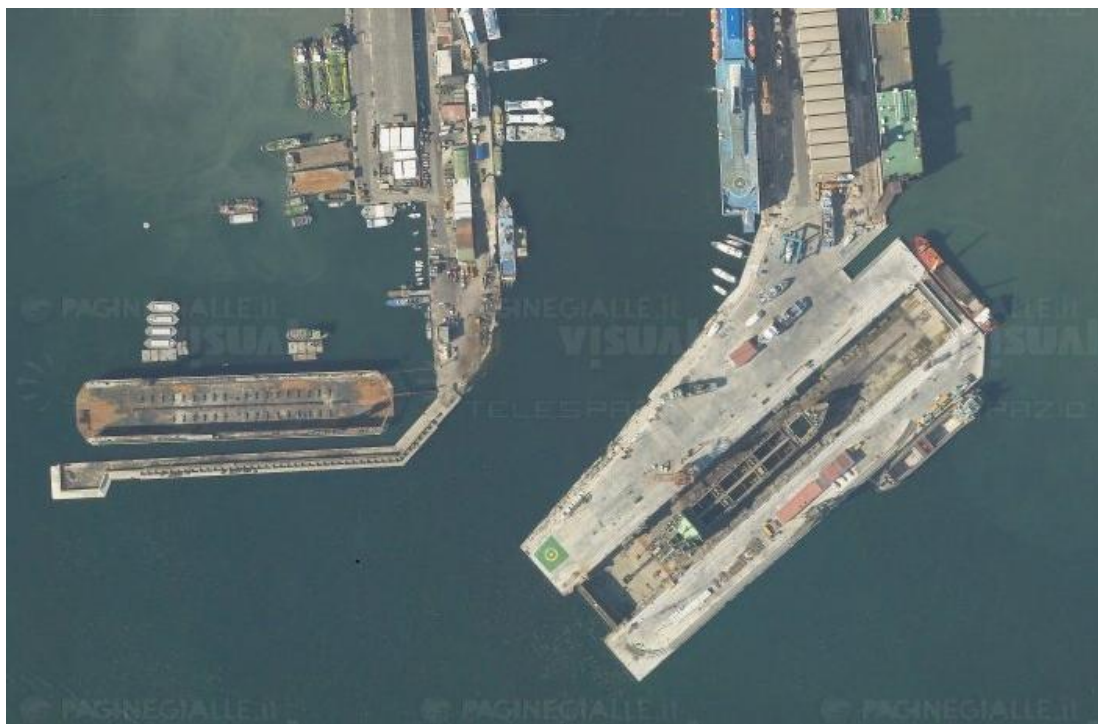
## TABULATI

## 1. Premessa

La presente relazione di calcolo ha come oggetto la verifica delle strutture minori della banchina 33B nel porto di Napoli. In particolare si analizzano il nuovo solettone in cemento armato che costituisce la pavimentazione industriale del piazzale ed il cunicolo sottoservizi che corre lungo il fronte banchina.

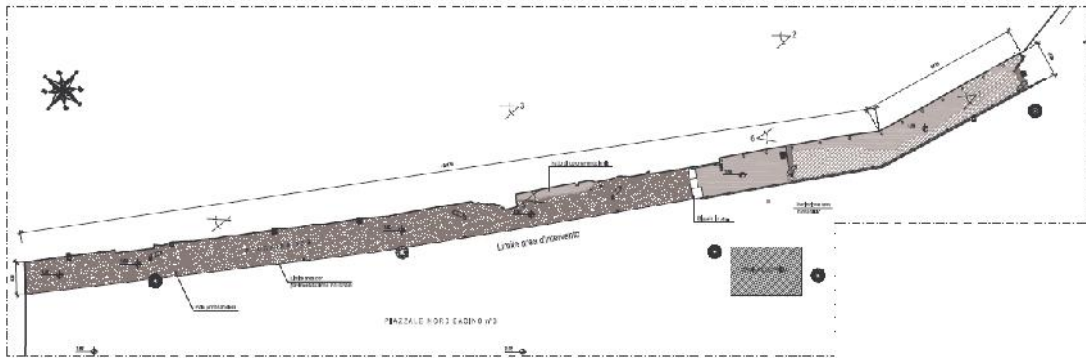
La banchina 33B costituisce il punto di approdo più a sud della Darsena dei Bacini nel Porto di Napoli. Essa risulta delimitata a sud dal piazzale del bacino di carenaggio n. 3, ad est dalla banchina di accesso al bacino n. 3, a nord dalla Darsena dei Bacini e ad ovest dal canale di accesso alla stessa Darsena.

Nel passato recente, ha subito una serie di danni a seguito di alcune mareggiate che ne hanno compromesso la stabilità causando crolli di entità considerevoli.



*Foto aerea del piazzale Bacino di carenaggio n°3 e Banchina 33*

L'area d'intervento, con un fronte di circa 290 ml ed una superficie complessiva di circa 3300 mq, risulta non pavimentata a meno dell'area a ridosso con la banchina di accesso al bacino n. 3 che si presenta pavimentata in parte con calcestruzzo ed in parte con basoli.



*Area d'intervento*

Una porzione della banchina ( $l = \sim 90$  ml), l'unica attualmente in funzione, è stata recentemente oggetto di interventi – anche se non definitivi – finalizzati ad un uso provvisorio della banchina stessa. Essa risulta delimitata da new jersey con sovrastante rete metallica e munita di torrette per l'alimentazione elettrica e bocchette per l'acqua potabile.



*Area in uso*

A differenza del tratto sopra descritto, il resto della banchina ( $l = \sim 200$  ml) presenta per tutto il suo sviluppo dissesti e sgrottature come si rileva nelle foto che seguono. Il cordolo di coronamento è presente solo a tratti, in altri casi o è assente oppure è in calcestruzzo totalmente disgregato.



*Lo stato attuale di degrado della banchina 33B.*



*Il fronte attuale della banchina in stato di degrado.*

## **2. Norme tecniche e documenti di riferimento**

Il presente elaborato è stato redatto in accordo con le seguenti normative attualmente in vigore:

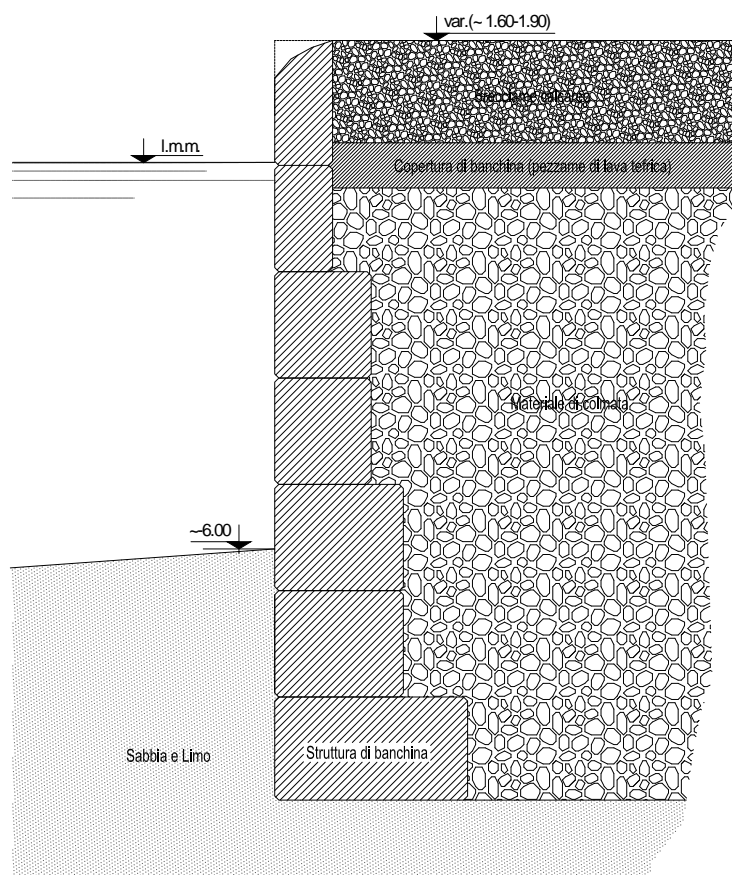
- ***Legge 5 novembre 1971, n. 1086** recante norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e da struttura metallica;*
- ***Legge 2 febbraio 1974, n. 64** recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;*
- ***D.M. 14 gennaio 2008** recante le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni;*
- ***Circ. 2 febbraio 2009, n. 617** recante le “Istruzioni per l’applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008;*

### 3. Descrizione delle strutture

Dalle indagini eseguite è emerso che trattasi di banchina portuale costituita da una basamento in blocchi lavici di colore nerastro (a -11,00 m dal p.r.) anche di grosse dimensioni, posto a letto di un corpo centrale rappresentato da materiale di colmata, formato da pezzame lavico e di calcestruzzo, in matrice a grana variabile con la profondità, prevalentemente ghiaioso sabbiosa.

Più in superficie, al di là dell'attuale piano di calpestio in cls o in breccie calcareo, è stato riconosciuto a circa -1,00 dal p.r. uno strato di pezzame lavico di copertura del corpo di banchina. Il paramento della banchina, di dimensioni crescenti con la profondità, è altresì in blocchi lavici.

È stata altresì constatata a mare quasi sempre l'assenza di sporgenze del basamento ovvero di elementi come massi guardiani.

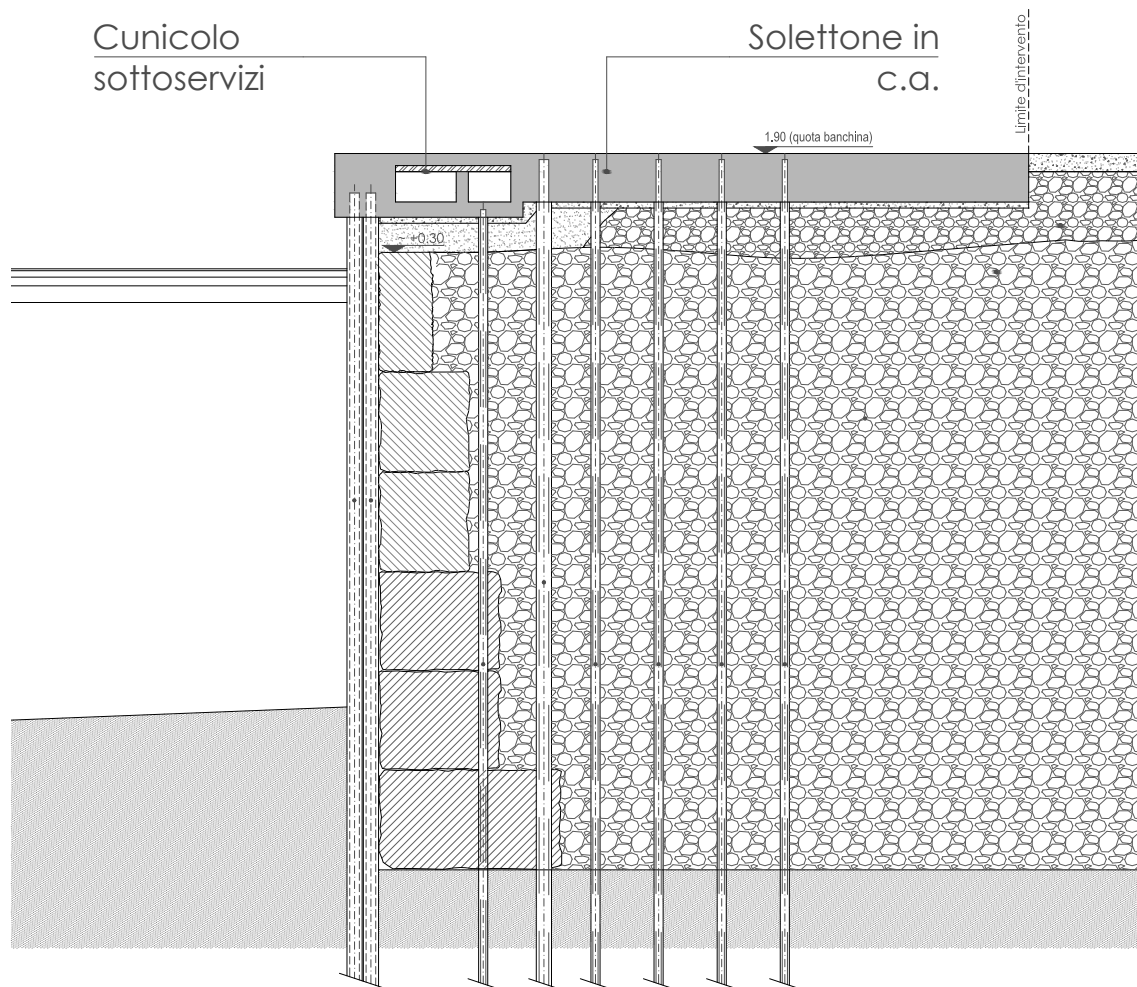


Sezione tipo di rilievo

Le opere di progetto mirano sostanzialmente al risanamento e all'adeguamento della banchina 33B. Esse consistono innanzitutto nell'adeguamento strutturale del fronte banchina mediante una doppia fila di micropali Ø250 mm posta in aderenza alla banchina esistente, opportunamente infissa nel fondo marino previo attraversamento delle eventuali sporgenze dal ciglio banchina e collegata in testa mediante cordolo. Il consolidamento del

corpo della banchina avviene mediante una serie di micropali Ø250 mm e micropali valvolati Ø150 mm.

L'intervento è poi completato dalla realizzazione di alcuni manufatti in c.a., ed in particolare da un cunicolo sottoservizi lungo il fronte banchina e dalla pavimentazione dell'intera area, che costituiscono l'oggetto della presente relazione.



Sezione tipo di progetto.

Il solettone della banchina è armato con maglia Ø20/20 mentre il cunicolo sottoservizi con Ø12/20 in direzione longitudinale (parallela allo sviluppo della banchina) e Ø16/20 in direzione trasversale.

#### 4. Caratteristiche meccaniche dei materiali

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali da utilizzare.

##### 4.1 Calcestruzzo

Il calcestruzzo impiegato per la realizzazione delle strutture in cemento armato è del tipo **C35/45**.

L'impasto costituente il calcestruzzo, che si andrà ad impiegare per la realizzazione dell'opera, vedrà l'utilizzo di inerti, naturali o di frantumazione, costituiti da elementi non gelivi e non friabili, privi di sostanze organiche, limose ed argillose, di gesso ecc., in proporzioni nocive all'indurimento del conglomerato od alla conservazione delle armature.

La ghiaia o il pietrisco avranno dimensioni massime commisurate alle caratteristiche geometriche della carpenteria del getto ed all'ingombro delle armature.

L'acqua per gli impasti sarà limpida, priva di sali (particolarmente solfati e cloruri) in percentuali dannose e non aggressiva. Il quantitativo d'acqua sarà il minimo necessario a consentire una buona lavorabilità del conglomerato tenendo conto anche dell'acqua contenuta negli inerti.

Di seguito sono riportate le caratteristiche meccaniche di base del materiale adottato:

- modulo elastico,  $E$ : **340 771 daN/cm<sup>2</sup>**;
- coefficiente di poisson,  $\nu$ : **0.2**;
- modulo di elasticità a taglio,  $G$ : **141 988 daN/cm<sup>2</sup>**;
- coefficiente di dilatazione termica,  $\alpha$ : **1e-005 1/°C**;
- peso specifico,  $\gamma$ : **2500 daN/cm<sup>3</sup>**.

Nello specifico, per quanto riguarda la resistenza, si ha:

- $R_{ck}$ : **450 daN/cm<sup>2</sup>**;
- $f_{ck}$ : **350 daN/cm<sup>2</sup>**;
- $f_{ctm}$ : **32.10 daN/cm<sup>2</sup>**;
- $f_{ctk}$ : **22.47 daN/cm<sup>2</sup>**;
- $f_{cd}$ : **198.33 daN/cm<sup>2</sup>**;
- $f_{ctd}$ : **14.98 daN/cm<sup>2</sup>**;
- $\alpha_{cc}$ : **0.85**;
- $\alpha_{ct}$ : **1**;
- $\gamma_{m,SLU\ comp}$ : **1.5**;

- $\gamma_{m,SLU\ traz}$ : **1.5;**
- $\gamma_{m,SLU\ eccez}$ : **1;**

## 4.2 Acciaio

L'acciaio da cemento armato normale, adottato nella realizzazione delle armature, è del tipo **B450C**.

Le armature non saranno poste in opera eccessivamente ossidate, corrose, recanti difetti superficiali, che ne menomino la resistenza, o ricoperte da sostanze che possano ridurne sensibilmente l'aderenza al conglomerato.

Ogni fornitura deve essere accompagnata da copia conforme del relativo certificato, con data non anteriore a tre mesi, emesso dal laboratorio ufficiale incaricato del controllo in stabilimento.

Circa le altre prescrizioni esecutive si richiamano le disposizioni di cui alle norme tecniche vigenti emanate dal Ministero dei Lavori Pubblici.

Di seguito sono riportate le caratteristiche meccaniche di base del materiale adottato:

- modulo elastico,  $E$ : **2 000 000 daN/cm<sup>2</sup>;**
- coefficiente di poisson,  $\nu$ : **0.3;**
- modulo di elasticità a taglio,  $G$ : **769 230 daN/cm<sup>2</sup>;**
- coefficiente di dilatazione termica,  $\alpha$ : **1.2e-005 1/°C;**
- peso specifico,  $\gamma$ : **7850 daN/cm<sup>3</sup>.**

Nello specifico, per quanto riguarda la resistenza, si ha:

- $f_{yk}$ : **4500 daN/cm<sup>2</sup>;**
- $f_u$ : **5400 daN/cm<sup>2</sup>;**
- $\epsilon_{ud}$ : **0.0675;**
- $f_{d,comp}$ : **3913 daN/cm<sup>2</sup>;**
- $f_{d,traz}$ : **3913 daN/cm<sup>2</sup>;**
- $\gamma_{m,SLU\ comp}$ : **1.15;**
- $\gamma_{m,SLU\ traz}$ : **1.15;**
- $\gamma_{m,SLU\ eccez}$ : **1.**

## 5. Caratterizzazione struttura ai sensi del D.M. 14/01/2008

Nel seguito è riportata la caratterizzazione delle strutture ai sensi delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni.

### 5.1 Vita nominale

La vita nominale, indicata con  $V_N$ , è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Le vigenti normative individuano 3 categorie di costruzioni:

- *opere provvisorie;*
- *opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale;*
- *grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica.*

Ad ognuna delle categorie elencate viene assegnata una vita nominale espressa in anni. Le strutture in esame potrebbero essere collocabili nella seconda categoria, ovvero opere ordinarie di dimensioni contenute ed importanza normale, ma si preferisce porle nella terza categoria mettendosi a vantaggio di sicurezza. Si ha quindi:

$$V_N = 100 \text{ anni}$$

### 5.2 Classi d'uso

La normativa individua delle Classi d'uso con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o eventuale collasso in presenza di azioni sismiche. Si hanno 4 tipi di classi, da quelle per costruzioni con presenza solo occasionale di persone (classe I) a quelle con funzioni pubbliche o strategiche importanti (classe IV). Le strutture in esame sarebbero collocabili nel secondo tipo:

*“Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti”.*

Ma, anche in questo caso, ci si tiene a vantaggio di sicurezza riferendosi alla Categoria IV:

*“Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. [...]”.*

Ovvero si considera che, in casi eccezionali, il molo in questione possa avere una funzione strategica per la Protezione Civile.

### **5.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica**

Il periodo di riferimento di una struttura, necessario per valutare il periodo di ritorno  $T_R$  dell'azione sismica per una fissata probabilità di superamento  $P_{VR}$ , dipende sia dalla vita nominale già definita in precedenza che da un coefficiente d'uso  $C_U$  funzione delle Classi d'uso. Nel caso in esame, per Classe d'uso IV il relativo coefficiente è:

$$C_{U, IV} = 2.0$$

Da cui:

$$V_R = V_N \times C_U = 100 \times 2.0 = 200$$

### **5.4 Periodo di ritorno per l'azione sismica**

Definito il periodo di riferimento è possibile calcolare il periodo di ritorno  $T_R$  per i vari Stati Limite in funzione della probabilità di superamento  $P_{VR}$ , ovvero la probabilità che si manifesti un'azione superiore nei  $V_R$  anni di riferimento della struttura. Si hanno innanzitutto i seguenti Stati Limite:

- *Stati Limite di Esercizio (SLE)*
  - *Stato Limite di Operatività (SLO)*
  - *Stato Limite di Danno (SLD)*
- *Stati Limite Ultimi (SLU)*
  - *Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)*
  - *Stato Limite di Collasso (SLC)*

Ad ognuno di essi, come detto, è associata una certa probabilità di superamento  $P_{VR}$ :

- SLO => 81%
- SLD => 63%

- SLV => 10%
- SLC => 5%

La relazione di calcolo per il periodo di ritorno è la seguente:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Si ha quindi:

$$T_{R,SLO} = -\frac{200}{\ln(1 - 0.81)} = 120.43$$

$$T_{R,SLD} = -\frac{200}{\ln(1 - 0.63)} = 201.16$$

$$T_{R,SLV} = -\frac{200}{\ln(1 - 0.10)} = 1898.24$$

$$T_{R,SLC} = -\frac{200}{\ln(1 - 0.05)} = 3899.15 > 2475$$

Impiegando le relazioni semplificate della normativa si ha:

$$T_{R,SLO} = 0.6 \cdot V_R = 0.6 \cdot 200 = 120.00$$

$$T_{R,SLO} = V_R = 200.00$$

$$T_{R,SLV} = 9.5 \cdot V_R = 9.5 \cdot 200 = 1900.00$$

$$T_{R,SLC} = 19.5 \cdot V_R = 19.5 \cdot 200 = 3900.00 > 2475$$

### 5.5 Definizione della categoria di appartenenza per le azioni

In funzione della categoria di appartenenza con riferimento alla destinazione d'uso, la normativa individua dei coefficienti di contemporaneità delle azioni da impiegare nel calcolo delle combinazioni. Alla strutture viene assegnata la seguente categoria:

***Categoria G – Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN***

I coefficienti sono quindi i seguenti:

$$\xi_{0j} = 0.7$$

$$\xi_{1j} = 0.5$$

$$\mathbb{E}_{2j} = 0.3$$

### 5.6 Categoria del sottosuolo

La definizione del sottosuolo è importante ai fini dell'individuazione delle effettive azioni che sollecitano la struttura. In caso di sisma, infatti, l'azione da considerare è funzione di:

- *effetti stratigrafici;*
- *effetti topografici.*

I primi sono legati alla successione stratigrafica del terreno interessato dalle fondazioni, i secondi sono legati alla configurazione topografica del piano di campagna. Entrambi contribuiscono a definire la cosiddetta “*risposta sismica locale*”, ovvero l'azione sismica da considerare in superficie, modificata in ampiezza, durata e contenuto in frequenza rispetto a quella di base calcolata su sito rigido.

Ponendosi a vantaggio di sicurezza si assegna al terreno la **categoria D**, ovvero “*depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine scarsamente consistenti*”, ai quali corrisponde una velocità delle onde di taglio inferiore a **180 m/s**.

### 5.7 Condizioni topografiche

La normativa definisce 4 categorie, da T<sub>1</sub> a T<sub>4</sub>, in funzione della morfologia della zona. La struttura in esame è collocabile in seconda categoria, **T<sub>1</sub>**, ovvero con inclinazione media inferiore ai 15°.

### 5.8 Localizzazione geografica della località in esame

Con le Norme Tecniche per le Costruzioni del D.M. 14 gennaio 2008 sono state soppiantate le zone sismiche in favore di un reticolo di punti che caratterizzi puntualmente e con maggiore dettaglio il territorio italiano. Il primo passo per individuare l'azione sismica consiste dunque nella localizzazione geografica del sito. In questo caso si ha:

- sito: **Napoli**;
- longitudine: **14.251**;

- latitudine: **40.854**.

In funzione del sito e dello Stato Limite considerato si ricavano i seguenti coefficienti:

- $F_{0, SLO} = 2.3244$ ;
- $F_{0, SLD} = 2.3122$ ;
- $F_{0, SLV} = 2.5321$ ;
- $F_{0, SLC} = 2.5698$ .

dove  $F_0$  è un fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima su sito di riferimento rigido.

- $a_g/g_{, SLO} = 0.0935$ ;
- $a_g/g_{, SLD} = 0.1196$ ;
- $a_g/g_{, SLV} = 0.2588$ ;
- $a_g/g_{, SLC} = 0.2797$ .

dove  $a_g/g$  è l'accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento divisa per l'accelerazione di gravità.

- $T^*_{C, SLO} = 0.3300$ ;
- $T^*_{C, SLD} = 0.3347$ ;
- $T^*_{C, SLV} = 0.3417$ ;
- $T^*_{C, SLC} = 0.3424$ .

dove  $T^*_C$  è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

### 5.9 Amplificazione stratigrafica ed amplificazione topografica

Sulla scorta delle informazioni fornite ai paragrafi precedenti, si definiscono i seguenti due coefficienti:

- coefficiente di amplificazione stratigrafica,  $S_S$ ;
- coefficiente di amplificazione topografica,  $S_T$ .

Entrambi servono alla definizione del coefficiente  $S$ , che globalmente tiene conto di entrambi gli aspetti. La relazione per la definizione di  $S$  è la seguente:

$$S = S_S \times S_T$$

Il primo,  $S_s$ , è ovviamente funzione della categoria del sottosuolo; la relazione da applicare per questo specifico caso è la seguente:

$$D \Rightarrow S_s = 0.90 \leq 2.40 - 1.50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.80$$

Si hanno quindi i seguenti valori del coefficiente di amplificazione stratigrafica:

- $S_{s, SLO} = 1.80$ ;
- $S_{s, SLD} = 1.80$ ;
- $S_{s, SLV} = 1.42$ ;
- $S_{s, SLC} = 1.32$ .

Il secondo coefficiente,  $S_T$ , è funzione della categoria topografica. Nel caso in esame vale:

$$S_T = 1.0$$

Da cui si ricava infine:

- $S_{SLO} = 1.80$ ;
- $S_{SLD} = 1.80$ ;
- $S_{SLV} = 1.42$ ;
- $S_{SLC} = 1.32$ .

L'ultimo coefficiente da determinare per la definizione dell'amplificazione sismica è  $C_C$ , funzione della categoria del sottosuolo. La relazione da applicare in questo caso è la seguente:

$$D \Rightarrow C_C = 1.25 \cdot (T_C^*)^{-0.50}$$

Si ottengono così i seguenti valori in funzione dello Stato Limite considerato:

- $C_{C, SLO} = 2.176$ ;
- $C_{C, SLD} = 2.161$ ;
- $C_{C, SLV} = 2.138$ ;
- $C_{C, SLC} = 2.136$ .

### 5.10 Smorzamento viscoso convenzionale

Lo smorzamento serve per rappresentare le reali oscillazioni di un edificio, le quali sono smorzate a causa di:

- dissipazioni viscosse dovute all'attrito (resistenza) del mezzo; sono proporzionali alla velocità;
- attriti interni del materiale;
- microplasticizzazioni, ovvero plasticizzazione in alcuni punti del materiale.

Queste 3 aliquote vengono convenzionalmente inglobate nel primo termine, sebbene le dissipazioni viscosse siano l'aliquota meno influente. A seconda del materiale costituente la struttura (acciaio, cemento armato, muratura, ...) si hanno diversi valori dello **smorzamento viscoso convenzionale**  $\zeta$ . La norma individua un fattore  $\gamma$  che tiene conto dello smorzamento mediante la relazione:

$$\gamma = \sqrt{10 / (5 + \zeta)} \geq 0.55$$

Per strutture in cemento armato lo smorzamento viscoso convenzionale è solitamente assunto pari al 5% (è inferiore, 2÷3, per l'acciaio, superiore per la muratura) rendendo quindi il fattore  $\gamma$  unitario:

$$\gamma = \sqrt{10 / (5 + 5)} = 1$$

### 5.11 Spettri di risposta elastici in accelerazione delle componenti orizzontali

Per la definizione dello spettro è necessario individuare i valori limite dei periodi di ancoraggio. Il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante  $T_C$  si calcola come:

$$T_C = C_C \times T_C^*$$

ottenendo i seguenti valori in funzione dello Stato Limite considerato:

- $T_{C,SLO} = 0.718$ ;
- $T_{C,SLD} = 0.723$ ;
- $T_{C,SLV} = 0.731$ ;
- $T_{C,SLC} = 0.731$ .

Il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante,  $T_B$ , si calcola come:

$$T_B = T_C / 3$$

ottenendo i seguenti valori in funzione dello Stato Limite considerato:

- $T_{B,SLO} = 0.239$ ;
- $T_{B,SLD} = 0.241$ ;
- $T_{B,SLV} = 0.244$ ;
- $T_{B,SLC} = 0.244$ .

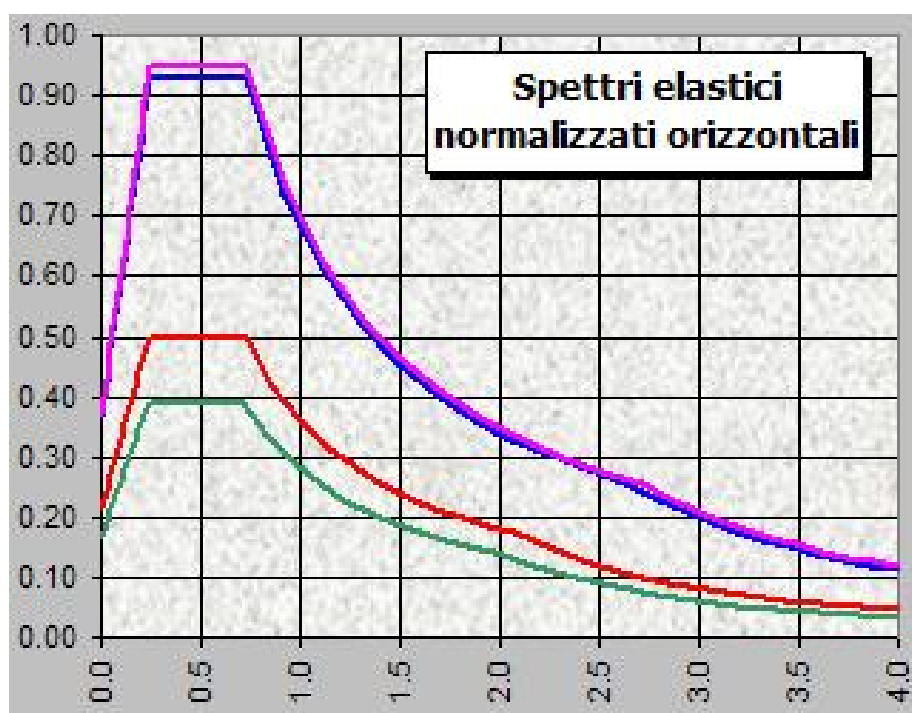
Il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante,  $T_D$ , si calcola come:

$$T_D = 4.0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1.6$$

ottenendo i seguenti valori in funzione dello Stato Limite considerato:

- $T_{D,SLO} = 1.97$ ;
- $T_{D,SLD} = 2.08$ ;
- $T_{D,SLV} = 2.64$ ;
- $T_{D,SLC} = 2.72$ .

Gli spettri ottenuti per ogni Stato Limite sono i seguenti (per q si veda avanti):



### 5.12 Spettri di risposta elastici in accelerazione della componente verticale

Per la definizione degli spettri in accelerazione della componente verticale è necessario anzitutto definire il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima verticale; la relazione da impiegare è la seguente:

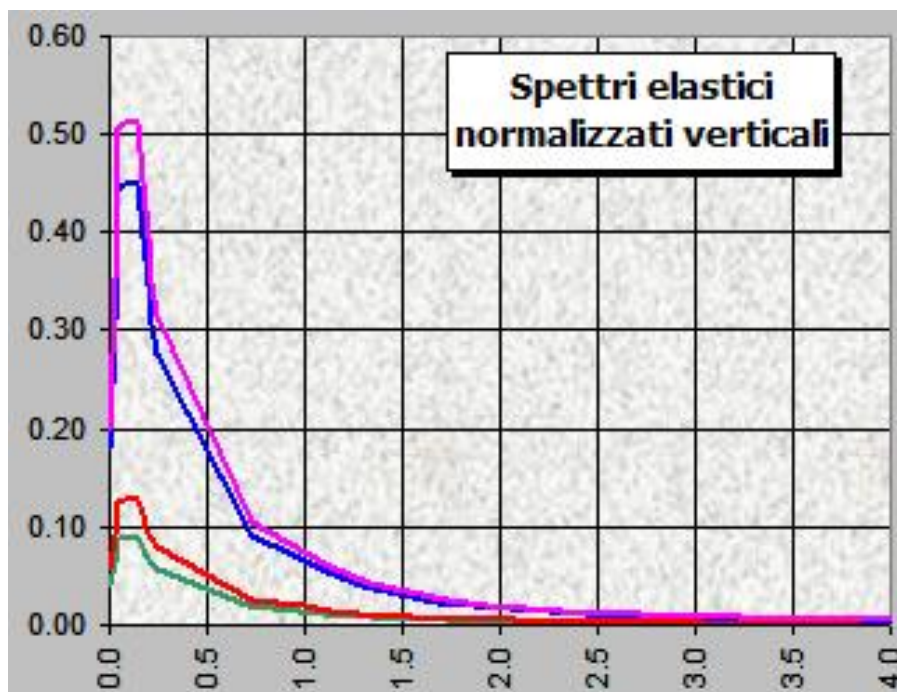
$$F_v = 1.35 \cdot F_0 \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)^{0.5}$$

Sia per  $F_0$  che per  $a_g/g$  sono validi i valori ricavati per la definizione degli spettri per le componenti orizzontali.

Gli altri valori necessari alla definizione degli spettri sono i seguenti:

- $S_S = 1.0$ ;
- $T_B = 0.05$ ;
- $T_C = 0.15$ ;
- $T_D = 1.00$ .

Gli spettri così ottenuti sono i seguenti :



### **5.13 Spettri di progetto per gli Stati Limite di Esercizio**

Gli spettri di progetto da impiegare agli Stati Limite di Esercizio, sia per le componenti orizzontali che per quella verticale, sono i corrispondenti spettri elastici definiti in precedenza.

### **5.14 Regolarità della costruzione**

Non ha senso parlare di regolarità o irregolarità della costruzione, in questo caso specifico. Volendo forzare la definizione, si potrebbe parlare di una costruzione irregolare in pianta per il non rispetto del rapporto massimo tra i lati, e regolare in elevazione. In realtà questi ragionamenti servono a pervenire ad una decurtazione delle forze agevolata da meccanismi di collasso virtuosi (come richiesto dalla Gerarchia delle Resistenze), ma tali ragionamenti sono del tutto fuori luogo data la conformazione della struttura.

### **5.15 Fattore di struttura**

Il fattore di struttura è un fattore che tiene conto della duttilità della costruzione ed è funzione della tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati. Mediante il fattore di struttura è possibile decurtare le azioni elastiche citate al paragrafo precedente e calcolate con lo spettro di risposta elastico in modo da ottenere lo spettro di risposta allo Stato Limite Ultimo. Si distinguono:

- $q_0$ : fattore di struttura massimo;
- $q$ : fattore di struttura reale.

La differenza tra i due fattori risiede nella regolarità della struttura, la quale interviene mediante il fattore riduttivo  $K_R$ ; tale fattore è pari a:

- 1.0 per costruzioni regolari in altezza;
- 0.8 per costruzioni non regolari in altezza.

Per i motivi anzidetti, non è possibile a rigore un calcolo del fattore di struttura, venendo a mancare la duttilità dovuta alla conformazione strutturale. Essendovi comunque una duttilità del materiale, ovvero capacità di escursione in campo plastico, si adotta in ogni caso un fattore di struttura diverso da zero. Il valore impiegato vale:

$$q = 1.5$$

Il fattore così calcolato è valido per le componenti orizzontali delle azioni elastiche, mentre per la componente verticale la normativa suggerisce in ogni caso:

$$q = 1.5$$

per strutture che non siano ponti, come nel caso in esame.

#### ***5.16 Spettri di progetto per gli Stati Limite Ultimi***

Per le verifiche agli Stati Limite Ultimi si tengono in conto le capacità dissipative delle strutture mediante opportuna riduzione delle forze elastiche. In questo caso lo spettro da impiegare si ottiene dallo spettro elastico sostituendo al fattore  $\eta$  il **fattore di strutture  $q$**  calcolato nel paragrafo precedente. Tali spettri sono sostanzialmente quelli elastici già mostrati in precedenza ma ridotti, quindi si evita mostrarli nuovamente.

#### ***5.17 Tipi di analisi da effettuare***

La normativa vigente individua le seguenti tipologie di analisi:

- *lineare statica (o lineare dinamica semplificata);*
- *non lineare statica;*
- *lineare dinamica;*
- *non lineare dinamica.*

Data la conformazione strutturale della costruzione in esame, risulta inutile disquisire sul tipo di analisi da applicare, essendo la discriminante legata alla regolarità della costruzione. Ad ogni modo, si impiega un'analisi lineare di tipo dinamica, potendo comunque impiegare indistintamente un'analisi statica lineare.

## 6. Azioni elementari ed analisi dei carichi

Il seguente paragrafo riporta tutte le azioni elementari ed i carichi agenti sulla struttura portante in oggetto.

Nello specifico, le analisi riportate di seguito riguardano il peso proprio, i sovraccarichi permanenti ed i sovraccarichi accidentali.

### 6.1 *Peso proprio*

Il peso proprio viene calcolato in automatico dal programma avendo fissato un peso specifico di  $2500 \text{ daN/m}^3$ .

### 6.2 *Sovraccarico accidentale*

Il sovraccarico accidentale è funzione della categoria di destinazione d'uso; l'ambiente, come detto, lo si può far corrispondere alla **categoria G**, ovvero “**Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN**”.

In questo caso la normativa non suggerisce dei valori ma specifica che i carichi debbano “valutarsi caso per caso”. Si assume, per le caratteristiche del piazzale, un sovraccarico pari a  $4000 \text{ daN/m}^2$ .

### 6.3 *Carico da caduta*

Considerata la destinazione d'uso dell'opera, è possibile che un carico possa cadere durante le operazioni di carico/scarico dalla nave. Gli effetti conseguenti ad una tale situazione comporterebbero un carico elevato, amplificato dinamicamente, concentrato su una superficie ridotta. Il carico che si assume, distribuito su una porzione limitata di  $100 \times 100 \text{ cm}^2$ , è pari a  $5000 \text{ daN/m}^2$ .

## 7. Verifiche

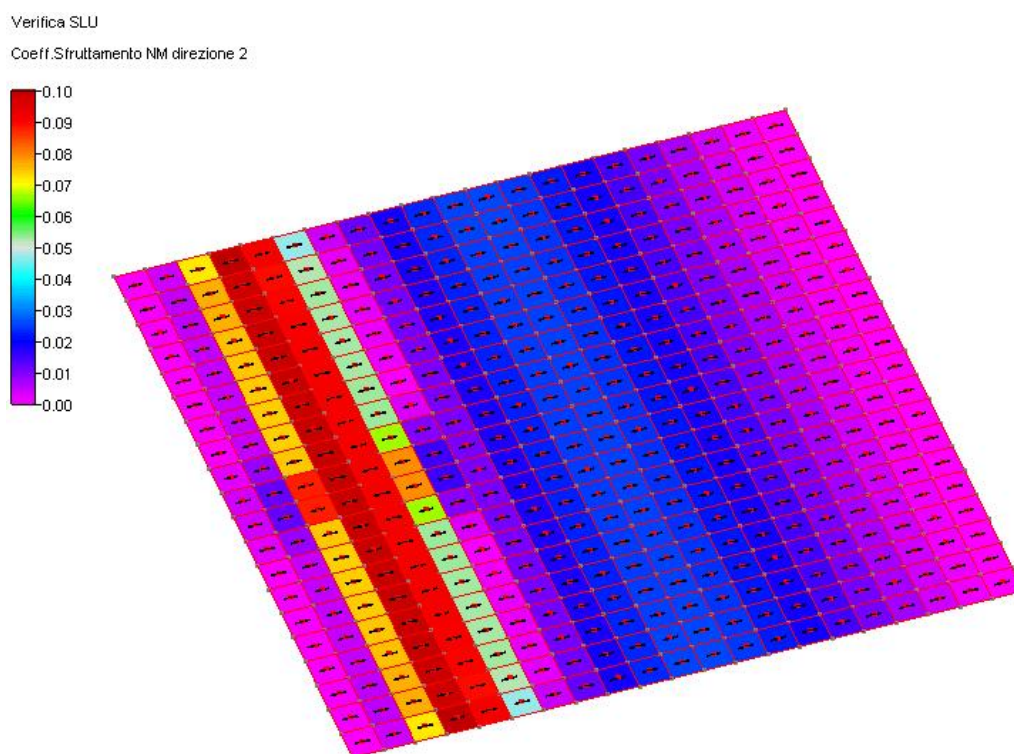
In questo capitolo sono riportate le verifiche da normativa per gli elementi strutturali costituenti la costruzione.

### 7.1 Solettone

In questo paragrafo sono riportate le verifiche relative al solettone in c.a.

#### 7.1.1 Stato Limite Ultimo

La verifica allo Stato Limite Ultimo in direzione trasversale allo sviluppo della banchina restituisce:



Lo sfruttamento della sezione, inteso come rapporto tra la resistenza di progetto e l'azione di calcolo, è pari al:

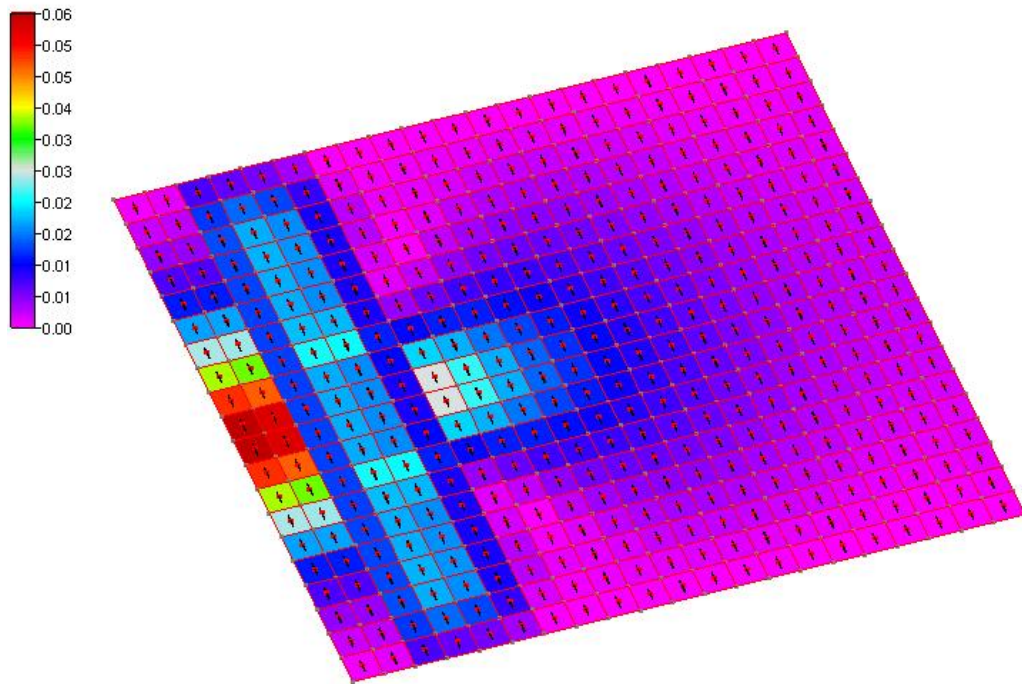
**10%**

**La verifica è ampiamente soddisfatta.**

Nell'altra direzione principale si ha:

Verifica SLU

Coeff.Sfruttamento NM direzione 3



Lo sfruttamento della sezione in questo caso è pari al:

**6%**

**La verifica è ampiamente soddisfatta.**

A questo punto bisogna fare una precisazione: il modello di calcolo ha previsto a vantaggio di sicurezza una costante di sottofondo unitaria (il CMP v.24 che è stato usato fa riferimento ad una modellazione alla Winkler del terreno).

Volendo modellare il reale terreno sottostante, costituito da uno strato di sabbie limose, come riportato dalle stratigrafie e dalla relazione geotecnica, si deve calcolare l'effettivo valore della costante di sottofondo. Assumendo un angolo di attrito di  $30^\circ$  si perviene ad un valore caratteristico inferiore, come richiesto da normativa applicando un coefficiente parziale pari a 1.25 (per verifiche GEO). Ovvero:

$$\{\ = 30^\circ = 0.5236 \text{ rad}$$

$$\{\ ' = \arctg \left[ \frac{\tg(0.5236)}{1.25} \right] = 0.4327 \text{ rad}$$

Corrispondente a:

$$\{\ ' = 0.4327 \text{ rad} = 24.8^\circ$$

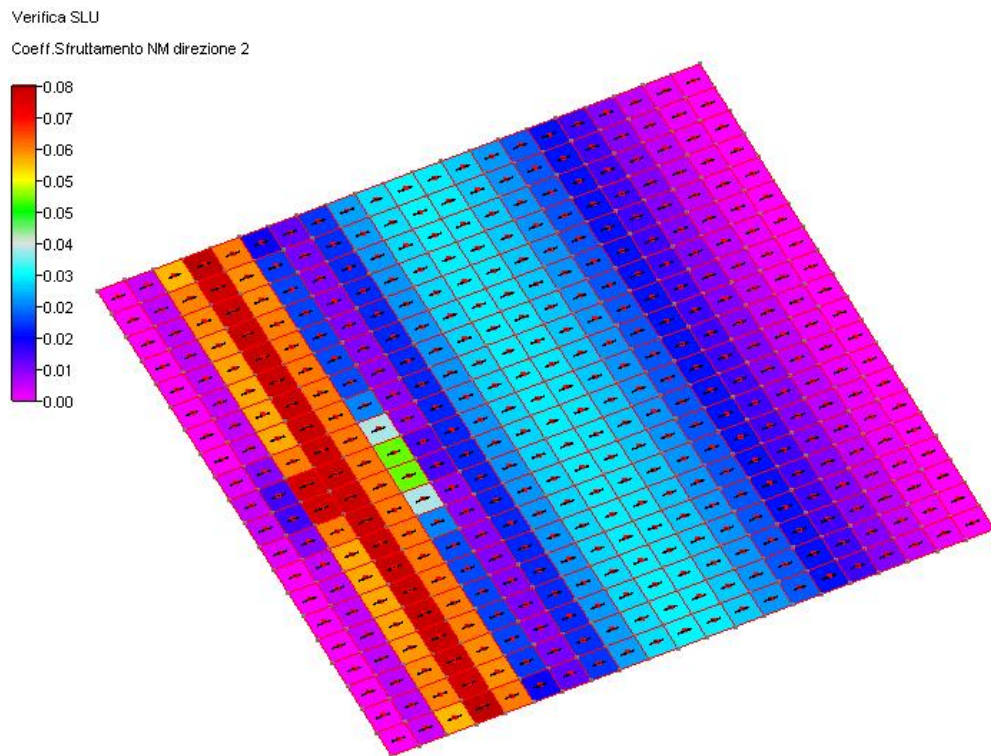
Con un peso specifico di  $1900 \text{ daN/cm}^3$  (si veda la relazione geotecnica), si può pervenire al valore della costante di sottofondo richiesta dal programma di calcolo (il CMP v. 24 che è stato usato fa riferimento ad una modellazione alla Winkler del terreno).

La rigidezza delle molle previste dal modello la si può ottenere dalla relazione suggerita da Bowles in “Foundation Analysis and Design”, Fifth Edition

$$k = \frac{q_{ult}}{\Delta H}$$

Da cui si ricava un valore pari a  $2.4 \text{ daN/cm}^3$  con le dimensioni della banchina (la costante, infatti, non dipende dal solo terreno ma bensì anche dalla geometria della fondazione).

Con tale valore si avrebbe, in direzione trasversale allo sviluppo:

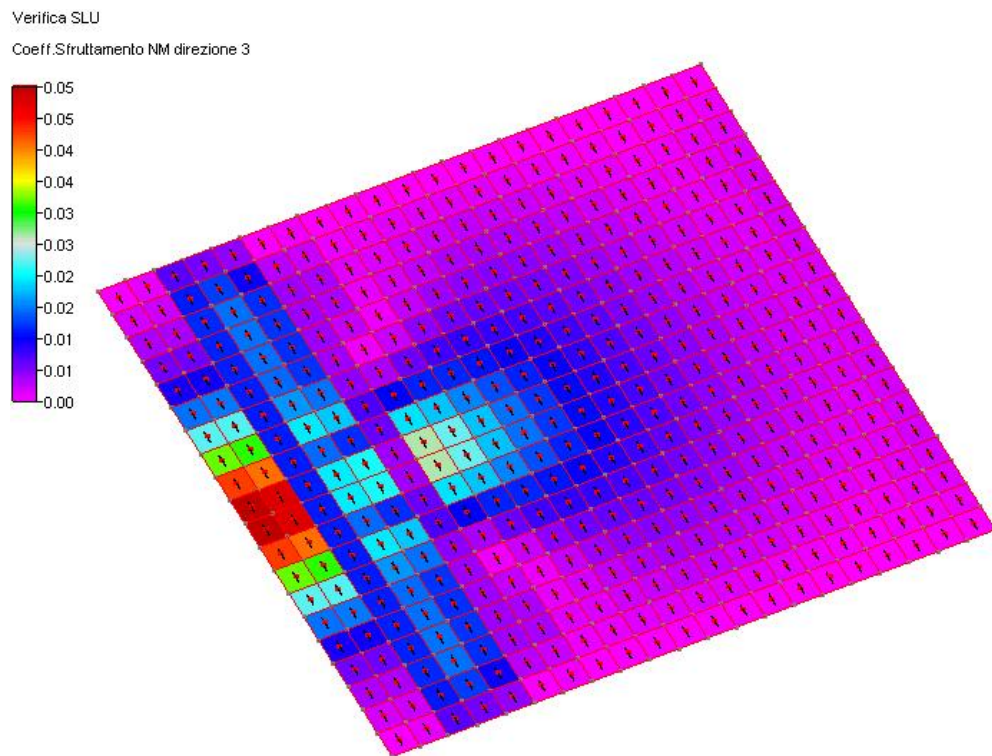


ovvero uno sfruttamento pari al

**8%**

**La verifica è ampiamente soddisfatta.**

Nell'altra direzione si ha:



ovvero uno sfruttamento pari al

**5%**

**La verifica è ampiamente soddisfatta.**

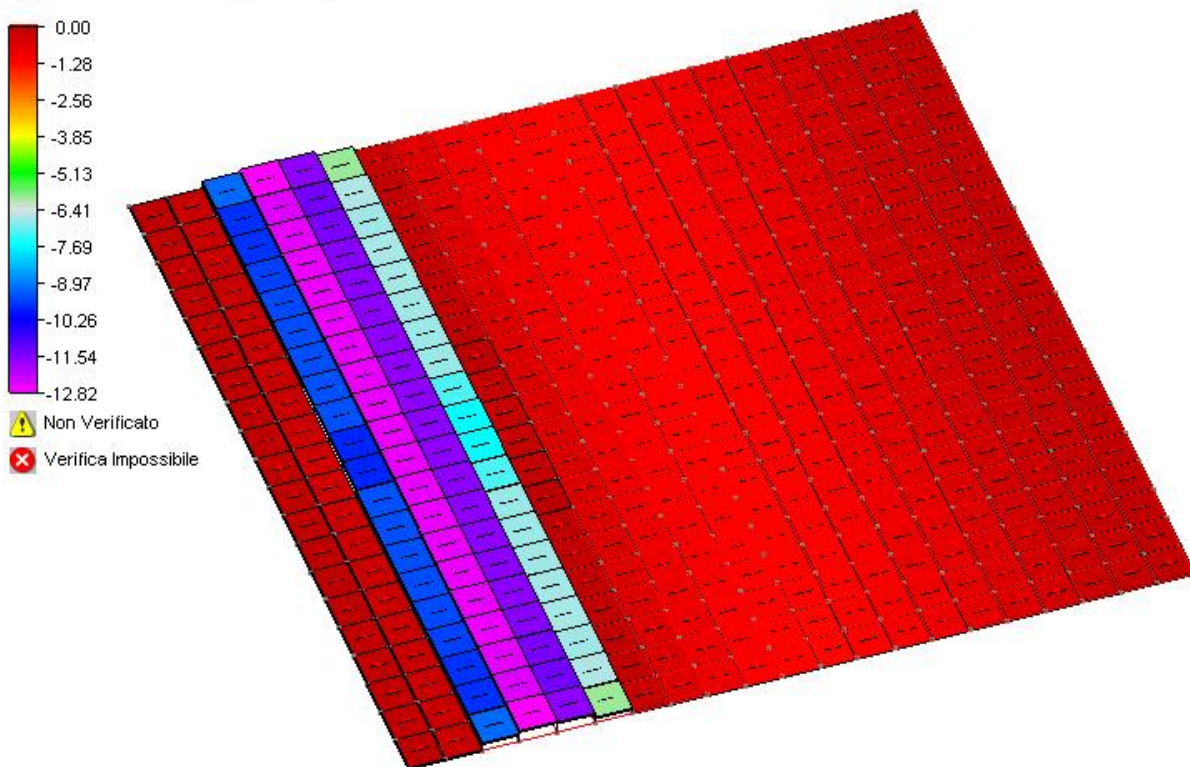
### 7.1.2 Stato Limite di Esercizio – combinazione quasi permanente

La verifica a pressoflessione per lo SLE in questione restituisce:

Verifica di resistenza

Materiale C15 C35/45

Sigma 2 Estrad. Intrad. Comp. (daN/cm<sup>2</sup>)



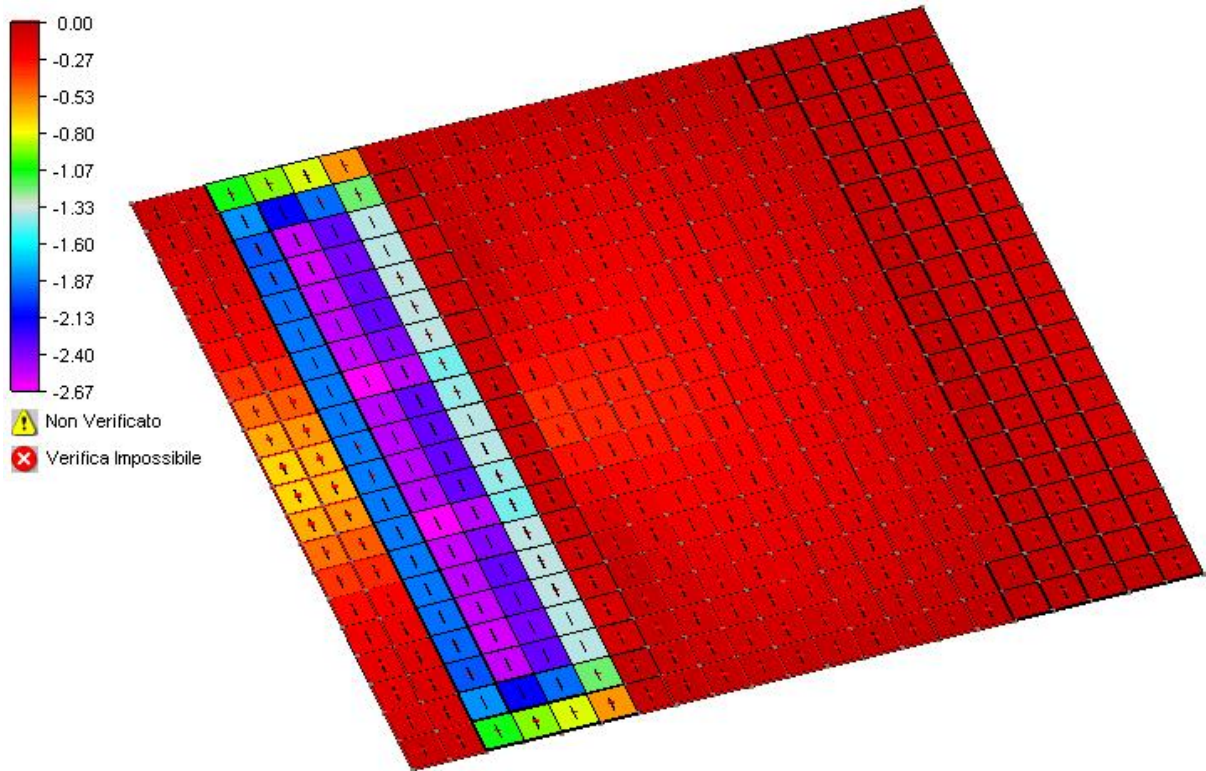
Ovvero, a fronte di una resistenza massima a compressione del calcestruzzo di  $-157.5$  daN/cm<sup>2</sup>, si ha un'azione massima di  $-12.82$  daN/cm<sup>2</sup>, peraltro localizzata solo in corrispondenza della zona dei cunicoli. **La verifica è ampiamente soddisfatta.**

Nella direzione ortogonale alla precedente, sempre per il calcestruzzo, si ha:

Verifica di resistenza

Materiale CIs C35/45

Sigma 3 Estrad. Intrad. Comp. (daN/cm<sup>2</sup>)



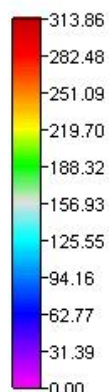
**La verifica è ampiamente soddisfatta.**

Per quanto riguarda l'acciaio si ha, in direzione 2:

Verifica di resistenza

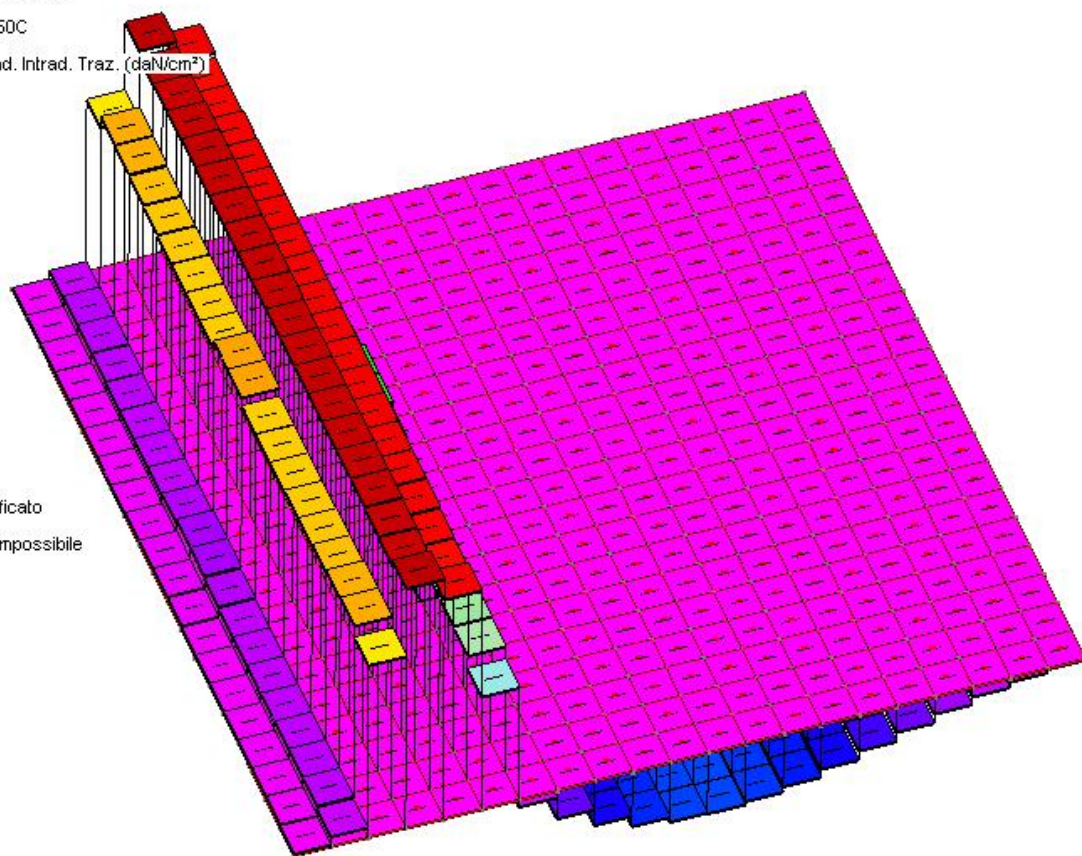
Materiale B450C

Sigma 2 Estrad. Intrad. Traz. (daN/cm<sup>2</sup>)



⚠ Non Verificato

✖ Verifica Impossibile



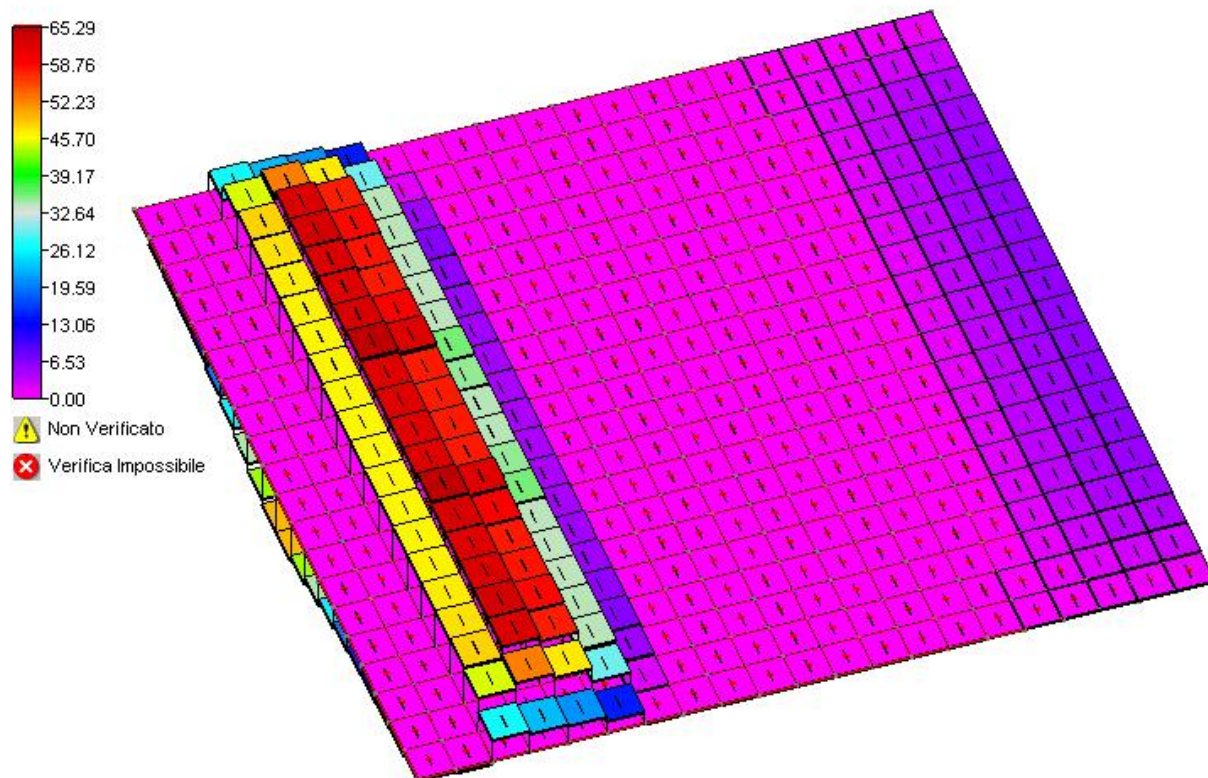
Anche in questo caso la verifica risulta **ampiamente soddisfatta**.

Sempre per l'acciaio, in direzione 3 si ha:

Verifica di resistenza

Materiale B450C

Sigma 3 Estrad. Intrad. Traz. (daN/cm<sup>2</sup>)



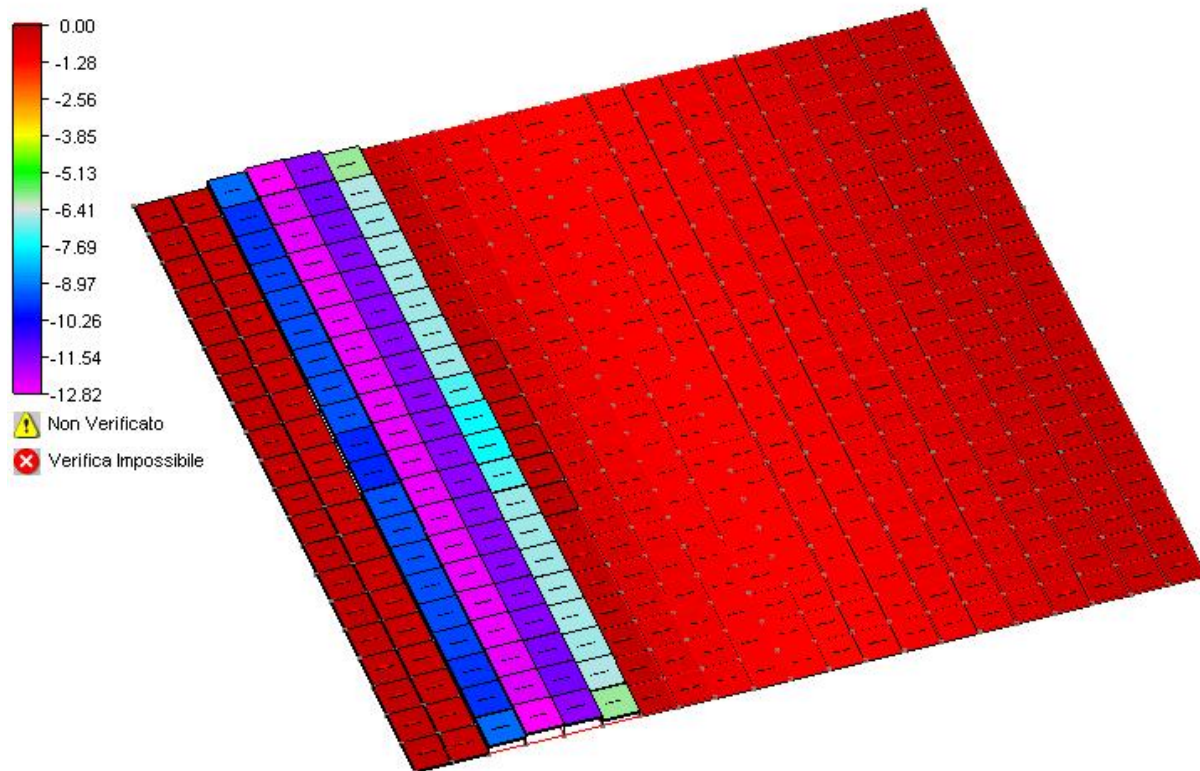
### 7.1.3 Stato Limite di Esercizio – combinazione rara

La verifica a pressoflessione in combinazione rara in direzione 2 restituisce:

Verifica di resistenza

Materiale Cls C35/45

Sigma 2 Estrad. Intrad. Comp. (daN/cm<sup>2</sup>)



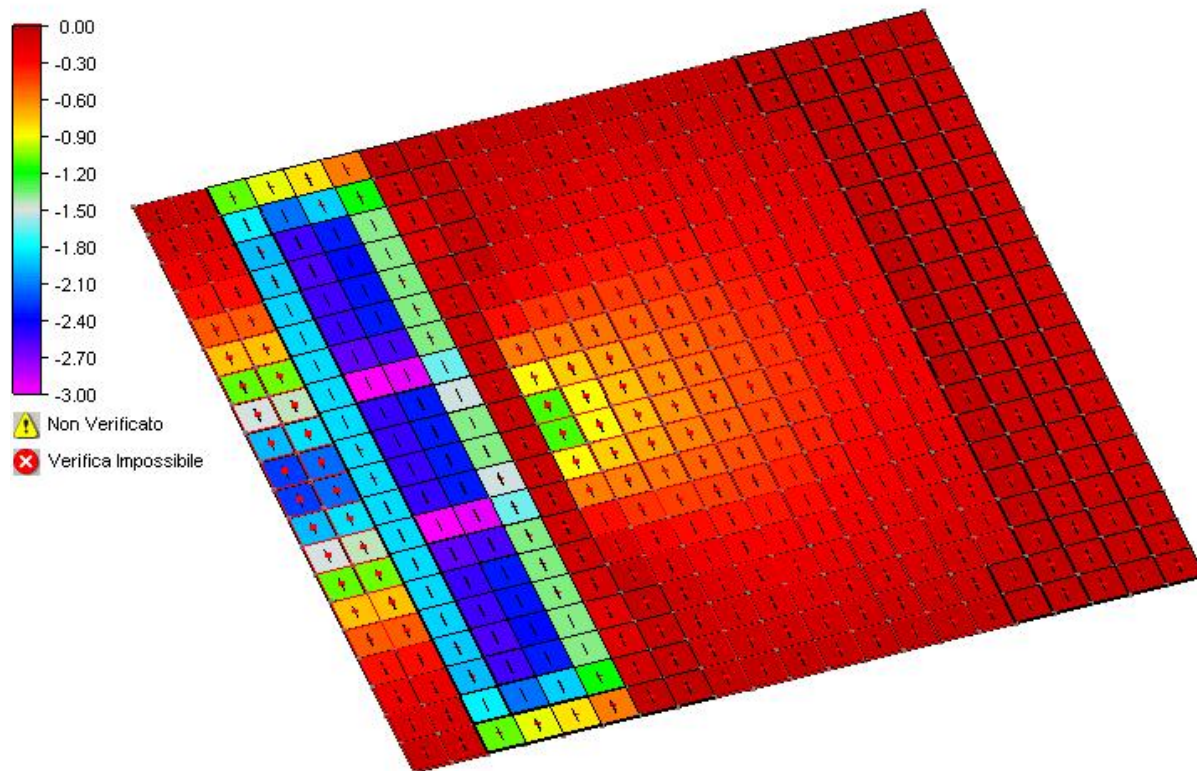
Il valore massimo è nuovamente pari a  $-12.82 \text{ daN/cm}^2$  a fronte di una resistenza a compressione massima di  $-210 \text{ daN/cm}^2$ .

In direzione 3, sempre per il calcestruzzo, si ha:

Verifica di resistenza

Materiale Cls C35/45

Sigma 3 Estrad. Intrad. Comp. (daN/cm<sup>2</sup>)



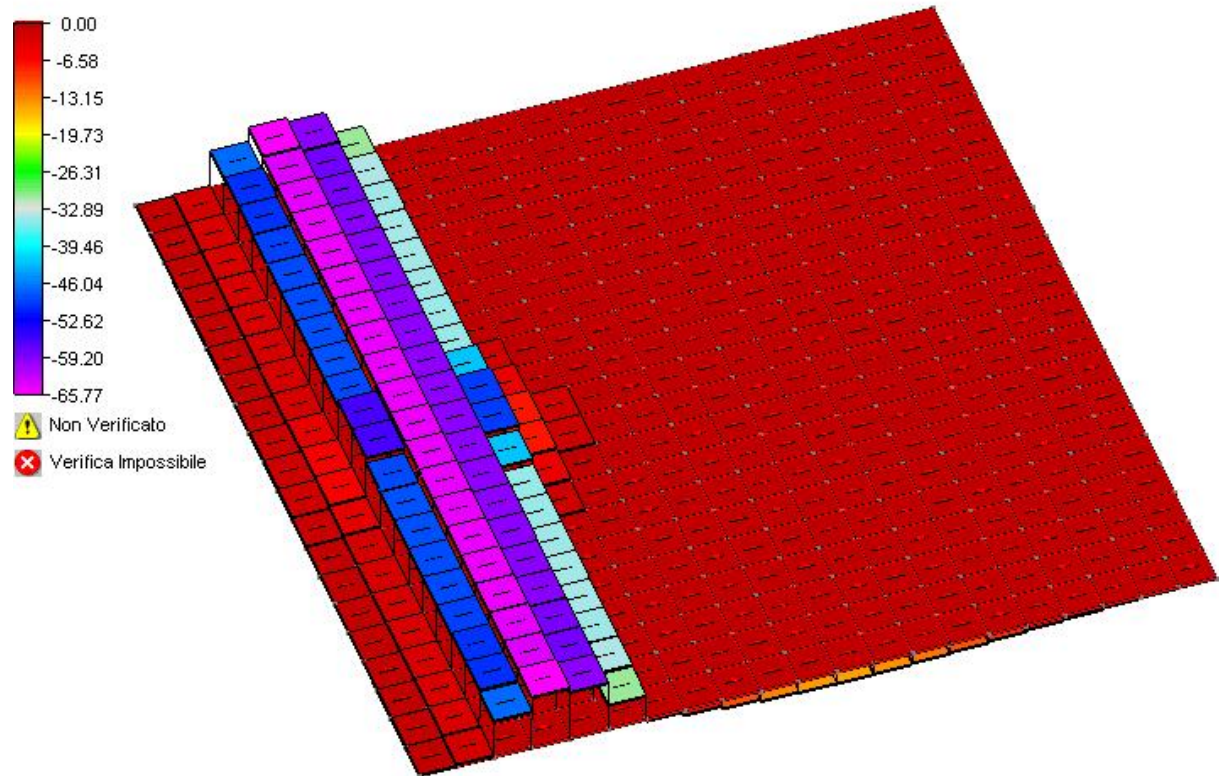
**La verifica è ampiamente soddisfatta.**

Per quanto riguarda l'acciaio, per la direzione 2 si ha:

Verifica di resistenza

Materiale B450C

Sigma 2 Estrad. Intrad. Comp. (daN/cm<sup>2</sup>)



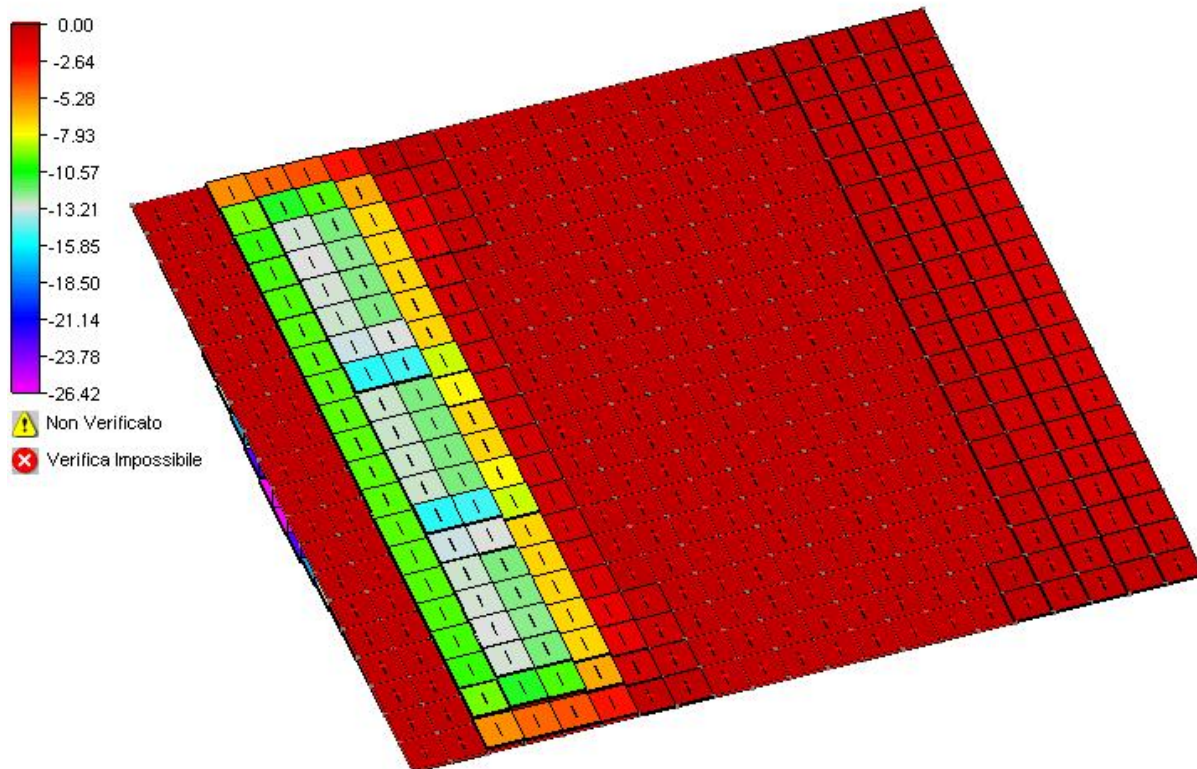
**La verifica è ampiamente soddisfatta.**

Sempre per l'acciaio, per la direzione 3 si ha:

Verifica di resistenza

Materiale B450C

Sigma 3 Estrad. Intrad. Comp. (daN/cm<sup>2</sup>)



**La verifica è ampiamente soddisfatta.**

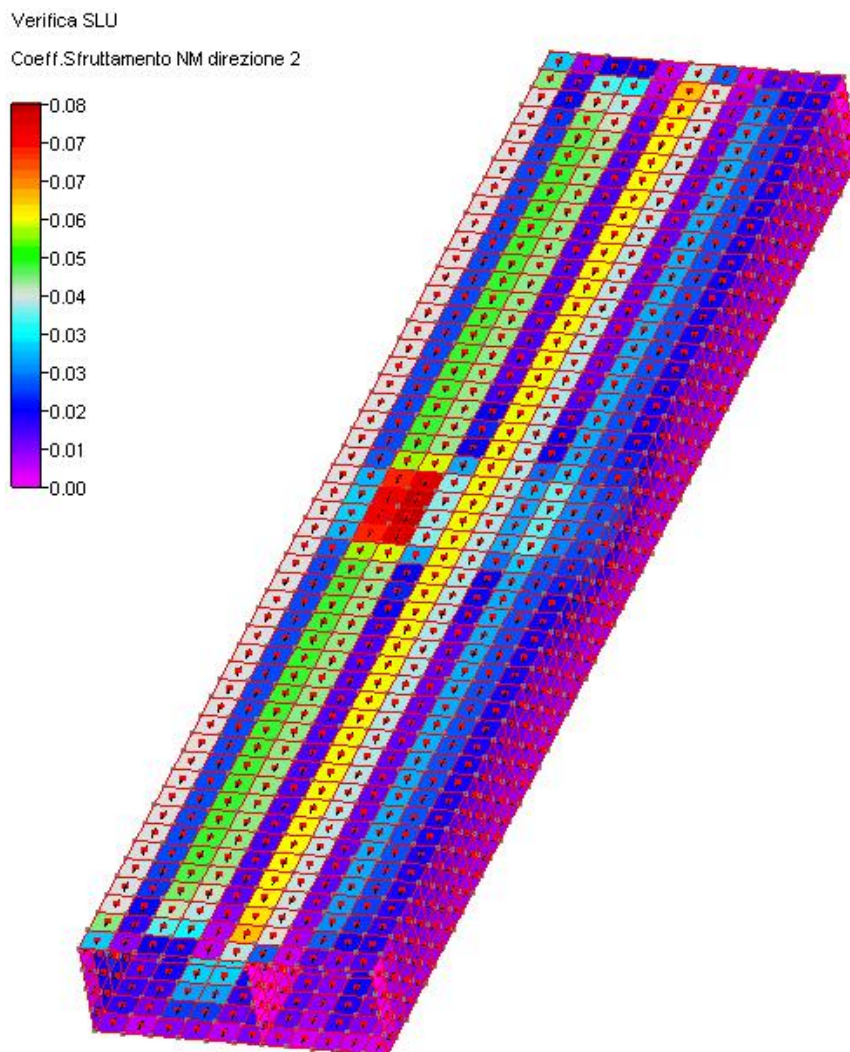
Da notare come tutte le verifiche siano ampiamente soddisfatte con ampio margine. Ricordiamo inoltre come, a vantaggio di sicurezza, la vita nominale sia stata fissata in 100 anni, sebbene l'opera possa tranquillamente essere considerata ordinaria con vita nominale pari a 50 anni. Dato l'ampio margine di sicurezza, la progettazione sarà riferita a quest'ultimo valore.

## 7.2 Cunicoli sottoservizi

In questo paragrafo sono riportate le verifiche relative al cunicolo sottoservizi in c.a.

### 7.2.1 Stato Limite Ultimo

La verifica allo Stato Limite Ultimo in direzione longitudinale allo sviluppo della banchina restituisce:

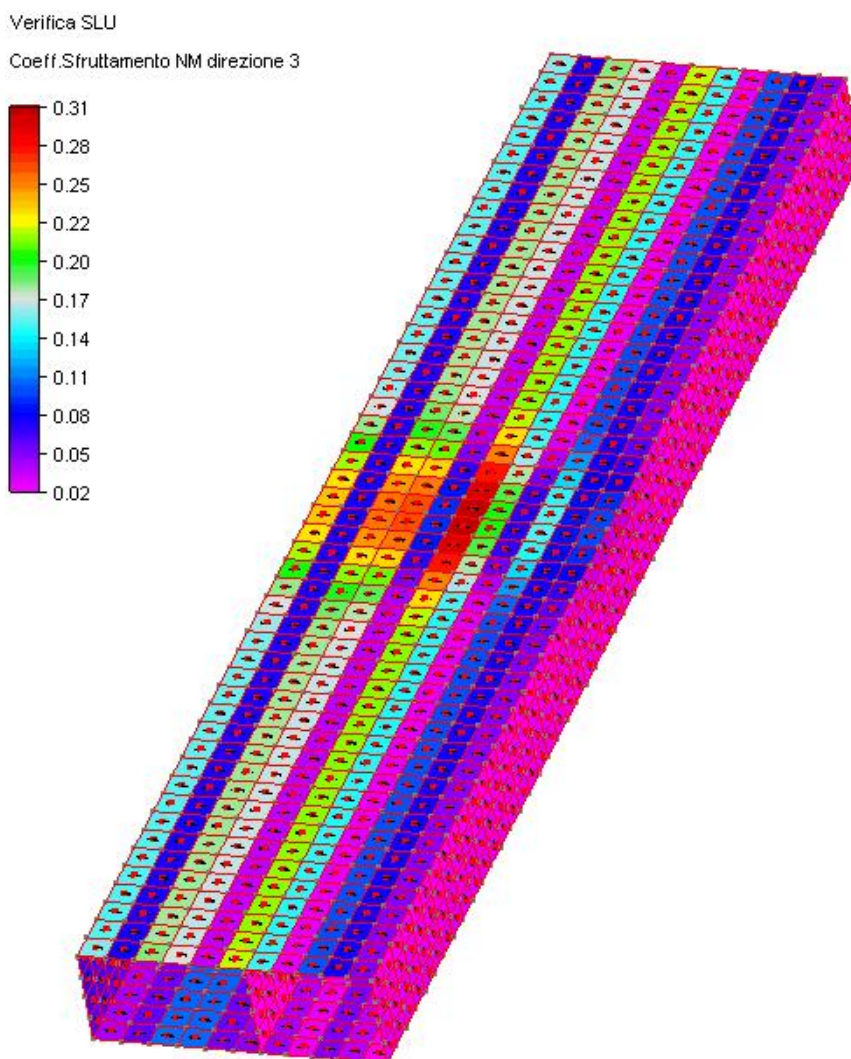


Lo sfruttamento della sezione, inteso come rapporto tra la resistenza di progetto e l'azione di calcolo, è pari al:

**8%**

**La verifica è ampiamente soddisfatta.**

Nell'altra direzione principale, ovvero trasversale rispetto allo sviluppo della banchina, si ha:



Lo sfruttamento della sezione in questo caso è pari al:

**31%**

**La verifica è ampiamente soddisfatta.**

Valgono le stesse considerazioni fatte per la banchina per quanto riguarda il supporto. In questo caso, ci si pone ancora di più a vantaggio di sicurezza data la rigidità del materiale di sottofondo.

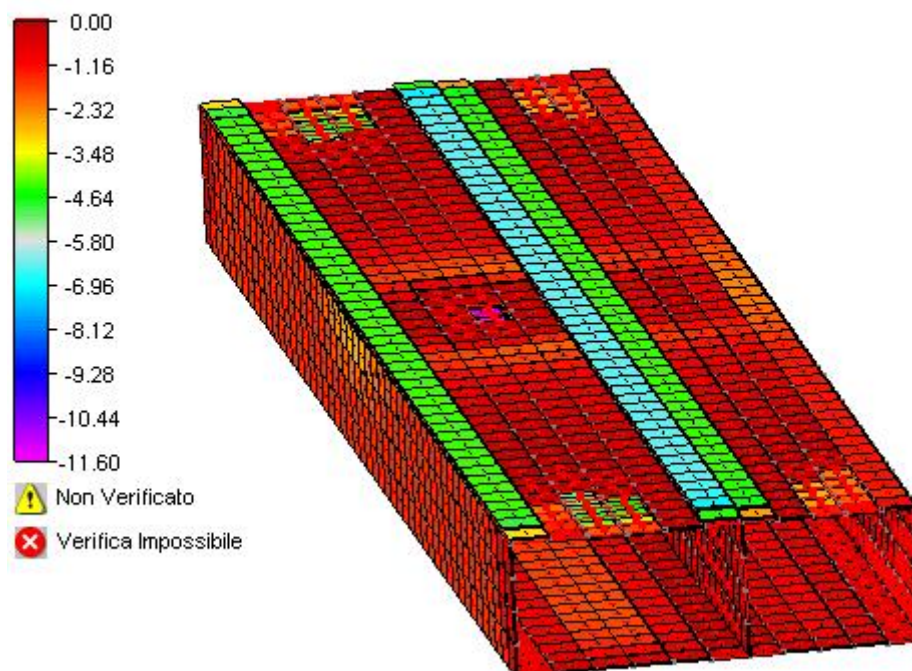
### 7.2.2 Stato Limite di Esercizio – combinazione quasi permanente

La verifica a pressoflessione per lo SLE in questione restituisce:

Verifica di resistenza

Materiale CIs C35/45

Sigma 2 Estrad. Intrad. Comp. (daN/cm<sup>2</sup>)



Ovvero, a fronte di una resistenza massima a compressione del calcestruzzo di  $-157.5$  daN/cm<sup>2</sup>, si ha un'azione massima di  $-11.60$  daN/cm<sup>2</sup>.

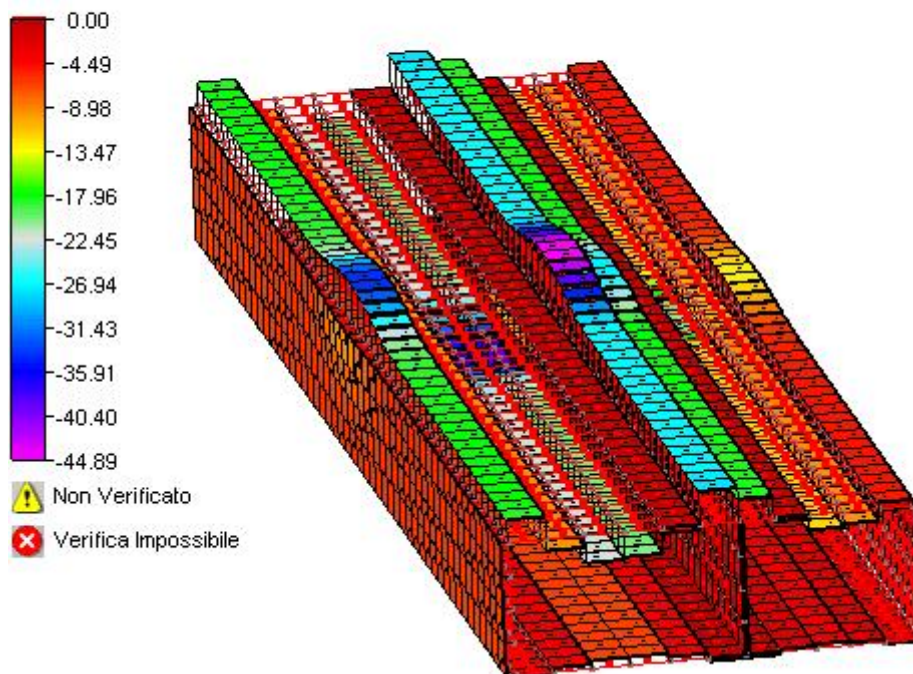
**La verifica è ampiamente soddisfatta.**

Nella direzione ortogonale alla precedente, sempre per il calcestruzzo, si ha:

Verifica di resistenza

Materiale CIs C35/45

Sigma 3 Estrad. Intrad. Comp. (daN/cm<sup>2</sup>)



Ovvero, a fronte di una resistenza massima a compressione del calcestruzzo di  $-157.5$  daN/cm<sup>2</sup>, si ha un'azione massima di  $-14.89$  daN/cm<sup>2</sup>.

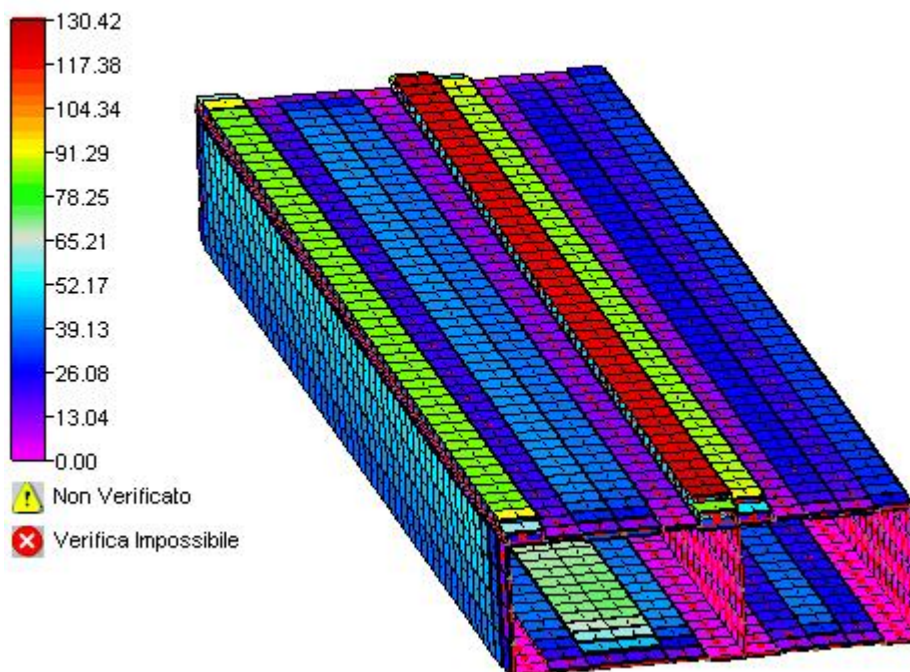
**La verifica è ampiamente soddisfatta.**

Per quanto riguarda l'acciaio si ha, in direzione 2:

Verifica di resistenza

Materiale B450C

Sigma 2 Estrad. Intrad. Traz. (daN/cm<sup>2</sup>)



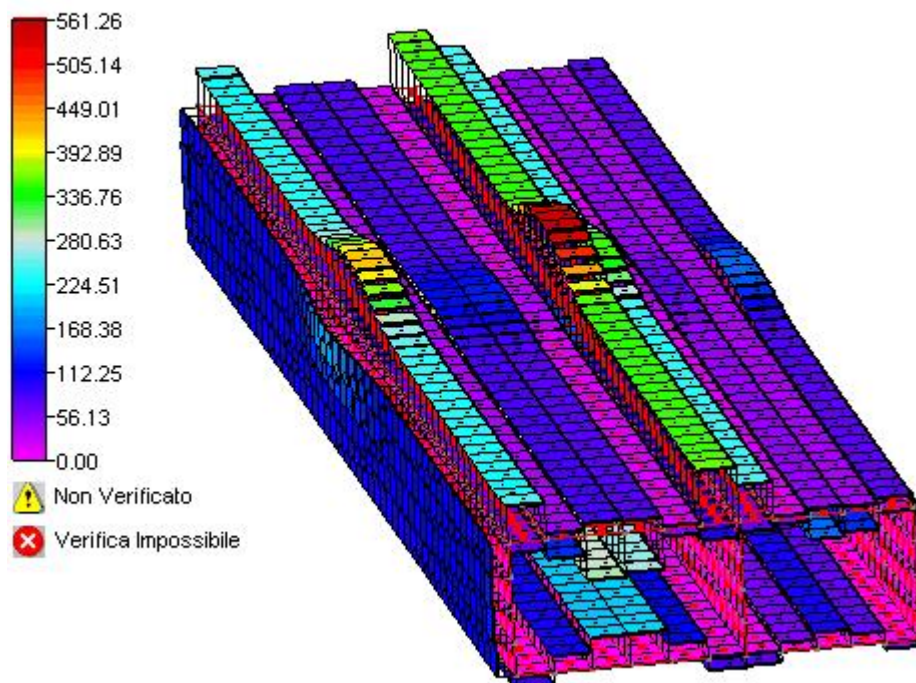
Anche in questo caso la verifica risulta **ampiamente soddisfatta**.

Sempre per l'acciaio, in direzione 3 si ha:

Verifica di resistenza

Materiale B450C

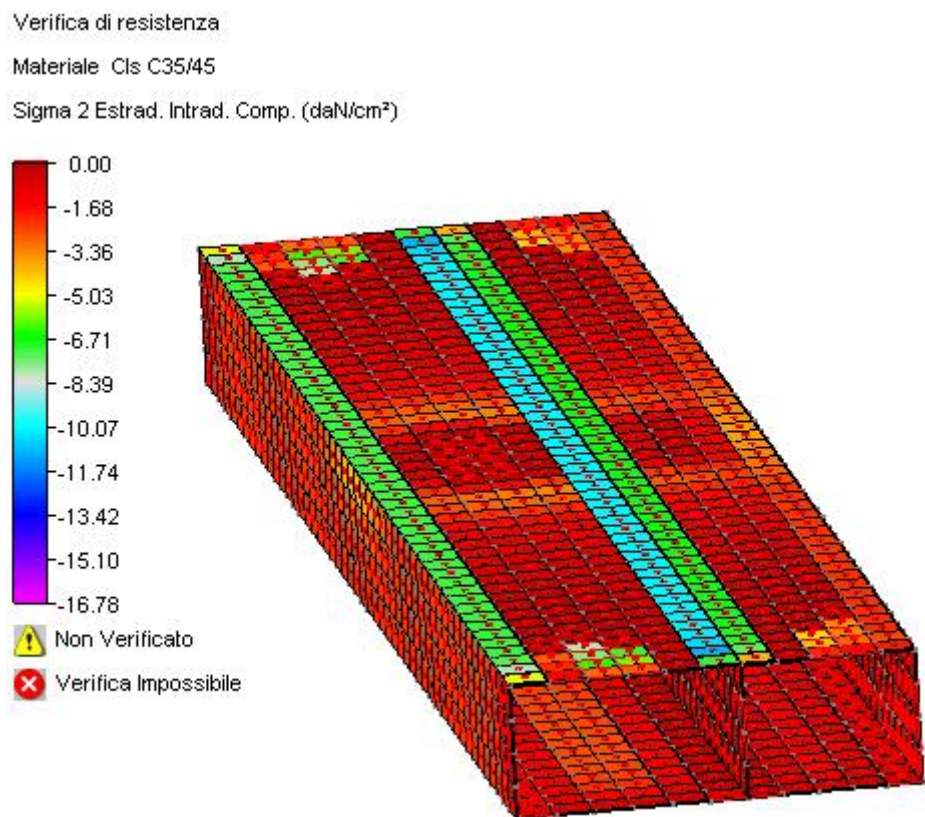
Sigma 3 Estrad. Intrad. Traz. (daN/cm<sup>2</sup>)



Anche in questo caso la verifica risulta **ampiamente soddisfatta**.

### 7.2.3 Stato Limite di Esercizio – combinazione rara

La verifica a pressoflessione in combinazione rara in direzione 2 restituisce:



Il valore massimo è pari a  $-16.78 \text{ daN/cm}^2$  a fronte di una resistenza a compressione massima di  $-210 \text{ daN/cm}^2$ .

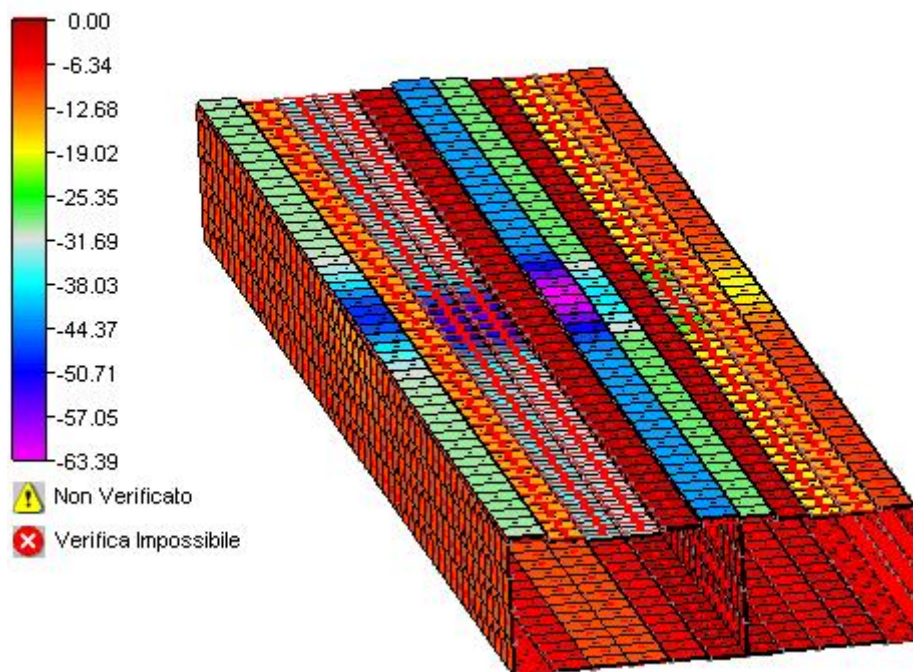
**La verifica è ampiamente soddisfatta.**

In direzione 3, sempre per il calcestruzzo, si ha:

Verifica di resistenza

Materiale CIs C35/45

Sigma 3 Estrad. Intrad. Comp. (daN/cm<sup>2</sup>)



Il valore massimo è pari a  $-63.39 \text{ daN/cm}^2$  a fronte di una resistenza a compressione massima di  $-210 \text{ daN/cm}^2$ .

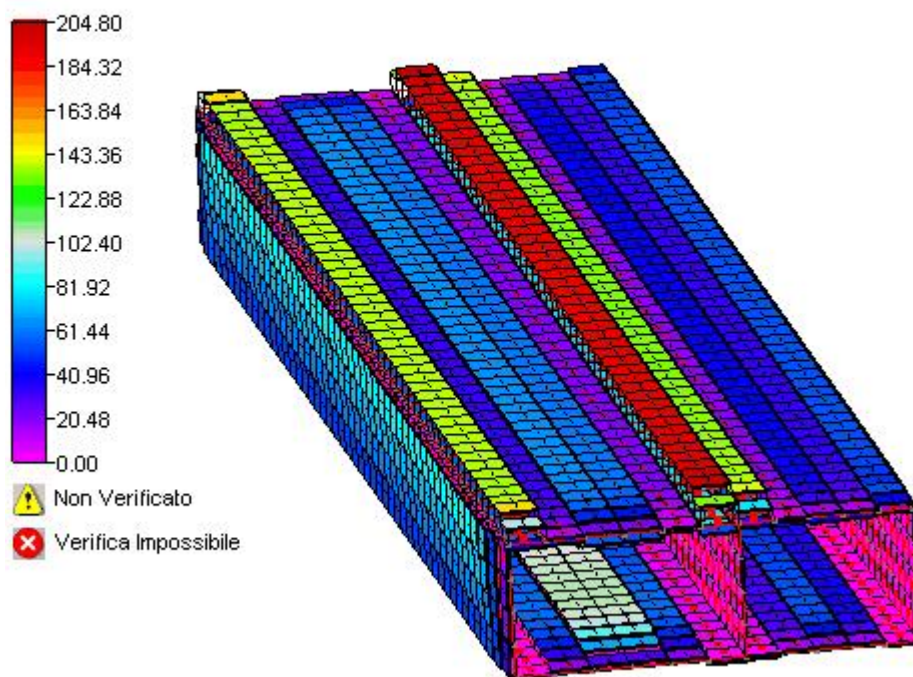
**La verifica è ampiamente soddisfatta.**

Per quanto riguarda l'acciaio, per la direzione 2 si ha:

Verifica di resistenza

Materiale B450C

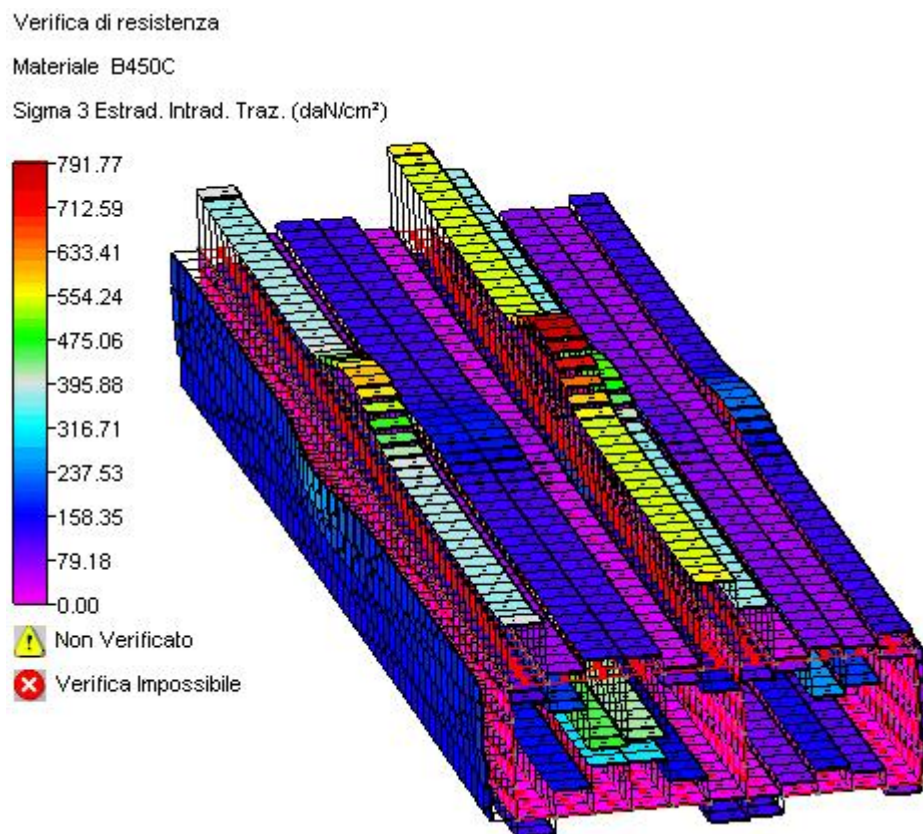
Sigma 2 Estrad. Intrad. Traz. (daN/cm<sup>2</sup>)



Il valore massimo è pari a 204.80 daN/cm<sup>2</sup> a fronte di una resistenza a trazione massima di 3600 daN/cm<sup>2</sup>.

**La verifica è ampiamente soddisfatta.**

Sempre per l'acciaio, per la direzione 3 si ha:



Il valore massimo è pari a 791.77 daN/cm<sup>2</sup> a fronte di una resistenza a trazione massima di 3600 daN/cm<sup>2</sup>.

**La verifica è ampiamente soddisfatta.**

## 8. Modellazione, Analisi Strutturale e Verifiche

La Modellazione Numerica delle strutture, la rielaborazione dei risultati dell'analisi agli Elementi Finiti, la progettazione-verifica degli elementi strutturali sono state condotte utilizzando il programma CMP realizzato dalla Cooperativa Architetti e Ingegneri Progettazione di Reggio Emilia. Il solutore ad elementi finiti utilizzato è XFINEST della Ce.A.S. di Milano.

La modellazione delle strutture vede l'impiego di elementi *beam* (elementi finiti di tipo asta, collegati a due nodi, con sei gradi di libertà attivi per ogni nodo di incidenza) per la schematizzazione delle travi e dei pilastri, mentre, per i setti e le solette in c.a. sono stati scelti gli elementi tipo *shell* (*elemento finito di tipo lastra-piastra collegato a quattro nodi*).

Ad ogni elemento è stato associato l'opportuno legame costitutivo dei materiali componenti la sezione ad esso assegnata.

Per la condizione di vincolo alla base del modello, i nodi di base sono stati vincolati per tutti e sei i gradi di libertà mediante un vincolo rigido.

L'analisi sismica condotta è del tipo dinamica modale e prende in conto i modi con massa partecipante significativa opportunamente combinati. Essa è stata effettuata con un numero di modi di vibrare sufficiente ad ottenere un'eccitazione significativa delle masse sismiche.

Le verifiche eseguite sugli elementi strutturali sono alle tensioni ammissibili.

I tabulati che seguono, per motivi di sintesi, riportano i dati relativi alla modellazione del corpo principale, che più del piccolo corpo adiacente ha portato ad analizzare le diverse problematiche relative alla progettazione in questione. Gli stessi tabulati hanno come obiettivo quello di riportare le verifiche più significative, rimandando in sede esecutiva un'esposizione più attenta e dettagliata delle analisi strutturali eseguite.

## **9. Conclusioni**

La modellazione ed il calcolo delle strutture sopra descritte è stato eseguito in conformità alla normativa vigente; nello specifico si è fatto riferimento alla nuova normativa sismica (D.M. 14/01/2008).

L'elaborazione dei dati è stata effettuata mediante un solutore agli elementi finiti.

Al fine di valutare l'affidabilità dei risultati ottenuti dall'analisi automatica è stata condotta una valutazione complessiva consistente nel confronto con i risultati di semplici calcoli eseguiti con metodi tradizionali e adottati in fase di primo proporzionamento della struttura.

Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, è stata valutata la consistenza delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

Il progettista delle strutture

## **TABULATI**

