



Autorità di Sistema Portuale  
del Mare di Sicilia Occidentale

Porti di Palermo,  
Termini Imerese, Trapani,  
Porto Empedocle

# AUTORITA' DI SISTEMA PORTUALE DEL MARE DI SICILIA OCCIDENTALE

PORTO DI PALERMO - Lavori di completamento per la messa in sicurezza del bacino  
di carenaggio 150.000 tpl - 1° lotto funzionale – CUP: I77G19000070007.

## PROGETTO DEFINITIVO

### PROGETTISTA E COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN PROGETTAZIONE:



via AUSONIA, 58 – 30015 CHIOGGIA (VE) Tel. (041)4967286

Progettista incaricato e coordinatore:  
*Cirillo Dott. Ing. FONTOLAN*

Iscritto all'ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI VENEZIA AL N. 2376

Firma: \_\_\_\_\_

### RUP:

Ing. Salvatore Acquista

### Progettazione specialistica:



viale LAZIO, 13 – 90144 PALERMO (PA) Tel. 0916251111

Responsabile commessa:  
*Guglielmo Dott. Ing. MIGLIORINO*



viale Vittorio Bottego, 8 – 43121 PARMA (PR) Tel. 05211551982

Responsabile commessa:  
*Luca Dott. Ing. STRATA*



### CODICE:

C.0\_03.03

**OGGETTO:** Lotto C - Realizzazione delle opere marittime per la realizzazione  
della nuova strada esterna alle banchine per il collegamento delle aree  
assegnate secondo protocollo d'intesa del 28-12-2018

**RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE DI ORMEGGIO  
E ACCESSO DELLA BARCA-PORTA**

SCALA:

DATA: 04-01-2021

Revisione: 00

SPAZIO PER I VISTI:

# **Autorità di Sistema Portuale del Mare di Sicilia Occidentale**

**COMUNE PALERMO  
PROVINCIA DI PALERMO**

**LAVORI DI COMPLETAMENTO PER LA MESSA IN SICUREZZA  
DEL BACINO DI CARENAGGIO 150.000 TPL  
1° LOTTO FUNZIONALE**

**LOTTO C – Realizzazione delle opere marittime per la realizzazione  
della nuova strada esterna alle banchine per il collegamento delle aree  
assegnate secondo protocollo di intesa del 28/12/2018**

## **PROGETTO DEFINITIVO**

**RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE DI ORMEGGIO  
E ACCESSO DELLA BARCA-PORTA**

## **SOMMARIO**

<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>5</b>
2.1	NORMATIVA.....	5
<b>3</b>	<b>MATERIALI.....</b>	<b>7</b>
3.1	PALI DI ORMEGGIO .....	7
3.1.1	Calcestruzzo classe di resistenza C35/45 (Rck 45).....	7
3.1.2	Acciaio per cemento armato B450C.....	8
3.1.3	Altre caratteristiche cemento armato .....	8
3.1.4	Camicie dei pali.....	9
3.2	PASSERELLA .....	9
3.2.1	Acciaio da carpenteria .....	9
<b>4</b>	<b>DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO.....</b>	<b>10</b>
<b>5</b>	<b>VERIFICA DELLA PASSERELLA .....</b>	<b>11</b>
5.1	METODO DI CALCOLO .....	11
5.2	PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO.....	12
5.3	VALUTAZIONE DEI RISULTATI E GIUDIZIO SULLA LORO ACCETTABILITÀ .....	12
5.4	MODELLO DI CALCOLO .....	13
5.5	ANALISI DEI CARICHI .....	16
5.5.1	Peso proprio.....	16
5.5.2	Permanenti portati.....	17
5.5.3	Azioni variabili.....	18
5.5.4	Vento.....	18
5.5.5	Termica.....	21
5.5.6	Azione sul parapetto.....	21
5.5.7	Sisma .....	22
5.6	COMBINAZIONI DEI CARICHI .....	24
5.7	RISULTATI DEL CALCOLO E DELLE VERIFICHE.....	25
5.7.1	Inviluppo sollecitazioni allo SLU .....	25
5.7.2	Verifiche .....	27
5.7.3	Freccia.....	30
5.7.4	Verifica dei nodi .....	32
<b>6</b>	<b>VERIFICA DEI PALI DI ORMEGGIO.....</b>	<b>38</b>

*LOTTO C – Realizzazione delle opere marittime per la realizzazione della nuova strada  
esterna per il collegamento delle aree assegnate secondo protocollo di intesa del  
28/12/2018*

---

6.1	PALO SOGGETTO A CARICHI TRASVERSALI .....	38
6.1.1	Azioni di progetto .....	38
6.1.2	Verifica a carico limite orizzontale .....	38
6.1.3	Calcolo degli spostamenti orizzontali del palo.....	43

## **1 PREMESSA**

Oggetto della presente relazione sono i calcoli e le verifiche strutturali e geotecniche relativi alle strutture di ormeggio ed accesso della barcaporta. In particolare, si prevede, in affiancamento alla Spalla A e alla campata fissa del ponte levatoio, la realizzazione di una passerella in acciaio per le operazioni di sbarco/imbarco da barcaporta e due pali trivellati in c.a. di ormeggio.

## **2 NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

### **2.1 Normativa**

Le analisi strutturali e le relative verifiche sono eseguite secondo il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite secondo le disposizioni normative della vigente normativa italiana e di quella europea (Eurocodici).

- D.M. 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” - NTC18
- Circ.Min. n.7 del 21.01.2019: Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”»
- D.M. 31 luglio 2012: Approvazione delle Appendici Nazionali recanti i parametri tecnici per l’applicazione degli Eurocodici
- UNI EN 1990 Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale
- UNI EN 1991 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture
- UNI EN 1992 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo
- UNI EN 1993 Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio
- UNI EN 1997 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica
- UNI EN 1998 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica
- O.P. Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003 e succ. agg.: Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica
- Circolare Min. LL.PP. n. 11951 14/02/1974: Istruzioni per l’applicazione delle “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.”
- Legge del 02/02/1974, n°64: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- Legge del 05/11/1971, n° 1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.

- Servizio Tecnico Centrale presso la Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, settembre 2017 – “Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale”
- CNR 10024/86 – “Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo”

### **3 MATERIALI**

Le caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati nella realizzazione delle opere strutturali sono sinteticamente riportate di seguito.

#### **3.1 Pali di ormeggio**

##### **3.1.1 Calcestruzzo classe di resistenza C35/45 (Rck 45)**

Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo:

- $R_{ck} = 45 \text{ MPa}$
- $f_{ck} = 0,83 \times R_{ck} = 37,35 \text{ MPa}$
- $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 45,35 \text{ MPa}$
- $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 21,17 \text{ Mpa}$

Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo:

- $f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{2/3} = 3,35 \text{ MPa}$
- $f_{ctk} = 0,7 \times f_{ctm} = 2,35 \text{ MPa}$
- $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1,56 \text{ Mpa}$

Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo:

- $f_{bk} = 2,25 \times \eta \times f_{ctk} = 5,29 \text{ MPa}$
- $f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 3,53 \text{ MPa}$

Modulo di elasticità medio del cls

- $E_{cm} = 22000 \times [f_{cm}/10]^{0.3} = 34625 \text{ MPa}$

Modulo di Poisson del cls

- $\nu_{cls \text{ fess.}} = 0$
- $\nu_{cls \text{ non fess.}} = 0,2$

Coeff. dilatazione termica del calcestruzzo

- $\alpha = 10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$



Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

- $\sigma_c = 0,60 \times f_{ck} = 22,41$  MPa per combinazione caratteristica
- $\sigma_c = 0,45 \times f_{ck} = 16,81$  MPa per combinazione quasi permanente

Pesi di volume

- $\gamma_{ca} = 25,00$  kN/m<sup>3</sup> calcestruzzo armato
- $\gamma_{cls} = 24,00$  kN/m<sup>3</sup> calcestruzzo non armato

### **3.1.2 Acciaio per cemento armato B450C**

Valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura:

- $f_{y\ nom} = 450$  MPa
- $f_{k\ nom} = 540$  MPa

Resistenza di calcolo dell'acciaio

- $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391$  MPa

Tensione massima dell'acciaio nelle condizioni di esercizio:

- $\sigma_s = 0,80 \times f_{yk} = 360$  MPa per combinazione caratteristica

Valore massimo di apertura delle fessure:

- $w_1 = 0,20$  mm per condizioni ambientali molto aggressive (classe di esposizione XS3)

### **3.1.3 Altre caratteristiche cemento armato**

- Classe di esposizione XS3
- Rapporto A/C <0,45
- Diametro massimo inerte 32 mm
- Copriferro pali 6 cm

### **3.1.4 Camicie dei pali**

Camicie dei pali in acciaio S355 JR.

## **3.2 Passerella**

### **3.2.1 Acciaio da carpenteria**

L'acciaio costituente le membrature, le saldature ed i bulloni deve essere conforme ai requisiti riportati nelle norme sulle costruzioni in acciaio.

L'acciaio da carpenteria utilizzato è del tipo S275JR (FE 430) e possiede le seguenti caratteristiche:

<b>Caratteristiche</b>		<b>Valori</b>	
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}$	275	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk}$	430	N/mm <sup>2</sup>

Le prescrizioni relative ai collegamenti, agli inghisaggi e alle saldature sono contenute nella seguente tabella:

<b>BULLONI / BARRE FILETTATE</b>		<b>SALDATURE</b>
Classe	8.8	Tutte le saldature saranno realizzate a completa penetrazione
$f_{yb}$	649 MPa	
$f_{tb}$	800 MPa	
Classe dadi	8	

#### **4 DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO**

Le opere in oggetto riguardano le strutture di ormeggio e accesso alla barcaporta da realizzare in affiancamento alla Spalla A e alla campata fissa del ponte levatoio.

Si prevede in particolare:

- la realizzazione di una passerella in acciaio, avente sbalzo di 1,30 m, realizzata con mensole HEB 160 poste a interasse di 1,90 m ed incastrate alla Spalla A e alla struttura in acciaio del ponte ed elementi longitudinali IPE 120 e UPN 120;
- la realizzazione di due pali trivellati in c.a., di diametro Ø1200 e lunghezza 21,00 m, e dotati di camicia in acciaio di spessore 16 mm.

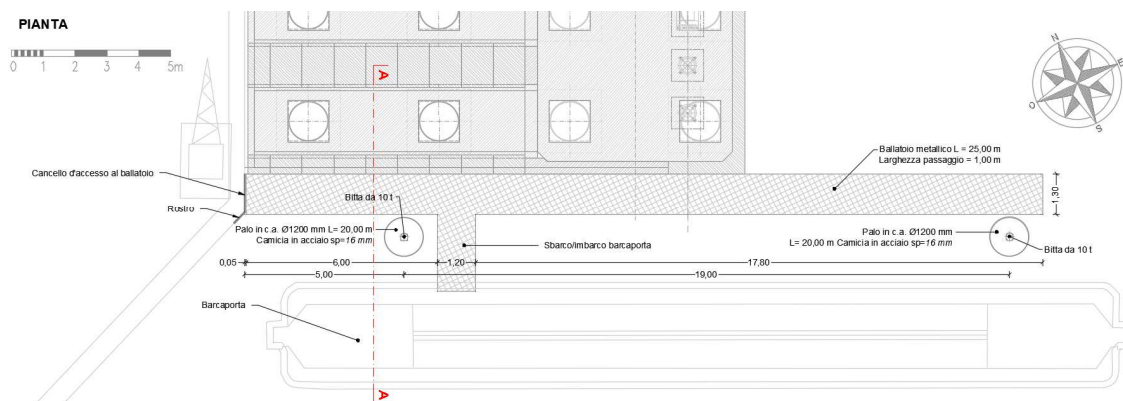


Figura 1 – Planimetria di inquadramento – passerella in acciaio e pali in c.a.

## **5 VERIFICA DELLA PASSERELLA**

### **5.1 Metodo di calcolo**

La verifica della sicurezza degli elementi strutturali avviene con i metodi della scienza delle costruzioni.

L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi statici. L'analisi strutturale è condotta con il metodo dell'analisi modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi dinamici (tra cui quelli di tipo sismico).

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo sopraindicato si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z). La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi:

$$K * u = F$$

dove

K = matrice di rigidezza

u = vettore spostamenti nodali

F = vettore forze nodali.

Dagli spostamenti ottenuti con la risoluzione del sistema vengono quindi dedotte le sollecitazioni e/o le tensioni di ogni elemento, riferite generalmente ad una terna locale all'elemento stesso.

Il sistema di riferimento utilizzato è costituito da una terna cartesiana destrorsa XYZ. Si assume l'asse Z verticale ed orientato verso l'alto.

## **5.2 Programma di calcolo utilizzato**

Il programma di calcolo utilizzato è il PRO SAP (versione 20.7.0) della 2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., con licenza dsi5055.

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

2S.I. ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link: <http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm>

Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi. Si può pertanto asserire che l'elaborazione sia corretta e completa. I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. Si allega al termine della presente relazione elenco sintetico dei controlli svolti (verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati, comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, etc.) .

## **5.3 Valutazione dei risultati e giudizio sulla loro accettabilità**

Il software utilizzato permette di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti.

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello permettono di controllare sia la coerenza geometrica che le azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre, la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari hanno permesso un immediato controllo con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa nell'ambito della Scienza delle Costruzioni.

Si è inoltre controllato che le reazioni vincolari abbiano dato valori in equilibrio con i carichi applicati, in particolare per i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche si è provveduto a confrontarli con valori ottenuti da modelli SDOF semplificati.

Le sollecitazioni ottenute sulle travi per i carichi verticali direttamente agenti sono stati confrontati con semplici schemi a trave continua.

Per gli elementi inflessi di tipo bidimensionale si è provveduto a confrontare i valori ottenuti dall'analisi FEM con i valori di momento flettente ottenuti con gli schemi semplificati della Tecnica delle Costruzioni.

Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato esito positivo.

#### **5.4 Modello di calcolo**

L'intervento è stato studiato mediante modellazione e calcolo agli elementi finiti.

Le configurazioni studiate per la struttura in esame sono risultate effettivamente esaustive.

Nel modello strutturale è stata implementata l'intera passerella in acciaio, attraverso l'utilizzo di elementi frame. Essi presentano caratteristiche meccaniche in accordo con le proprietà dei materiali e delle sezioni che rappresentano. Il piano di calpestio è stato modellato con l'apposito elemento solaio fornito dal software, che consente l'adeguata ripartizione dei carichi. Il parapetto è stato schematizzato come un pannello verticale.

L'origine è posta in corrispondenza dell'attacco della prima mensola sulla Spalla A; l'asse x è ortogonale alla passerella, l'asse y è parallelo; l'asse z è verticale.

Nelle seguenti figure vengono presentate immagini del modello e le numerazioni relative ai nodi e agli elementi:

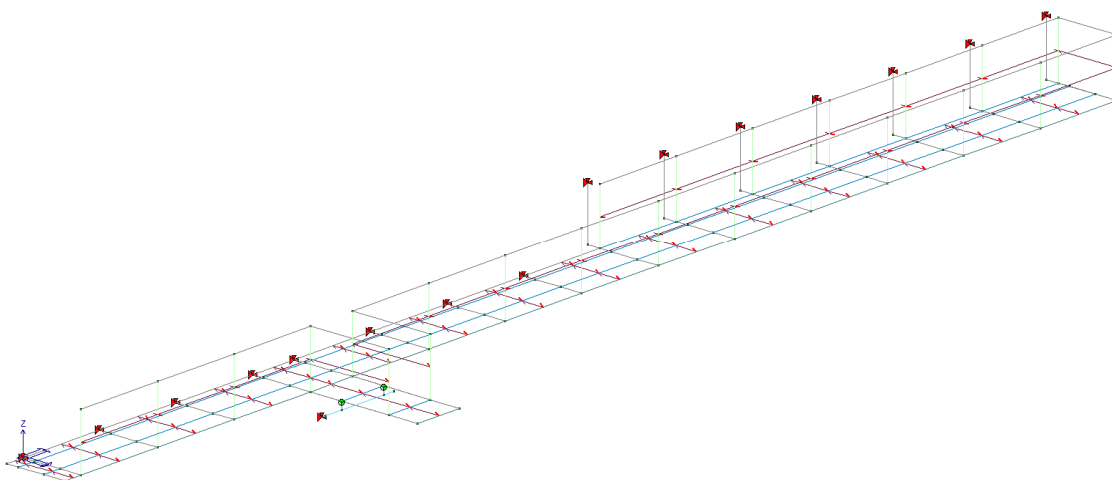


Figura 2 - Vista del modello

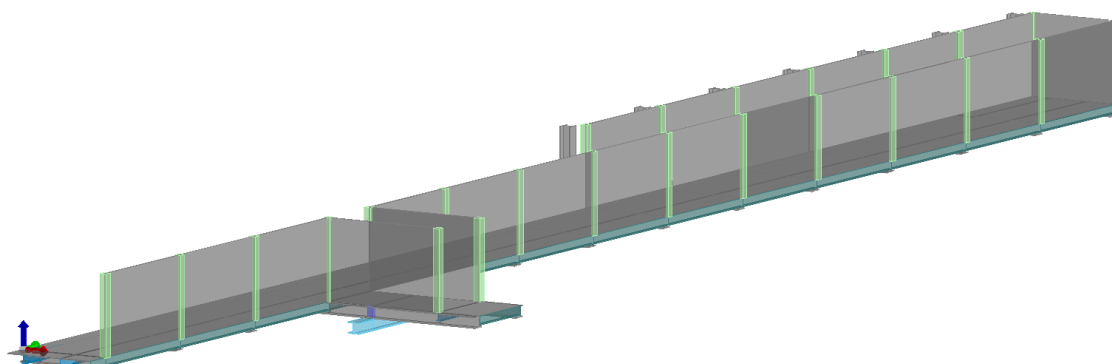


Figura 3 - Vista solida del modello

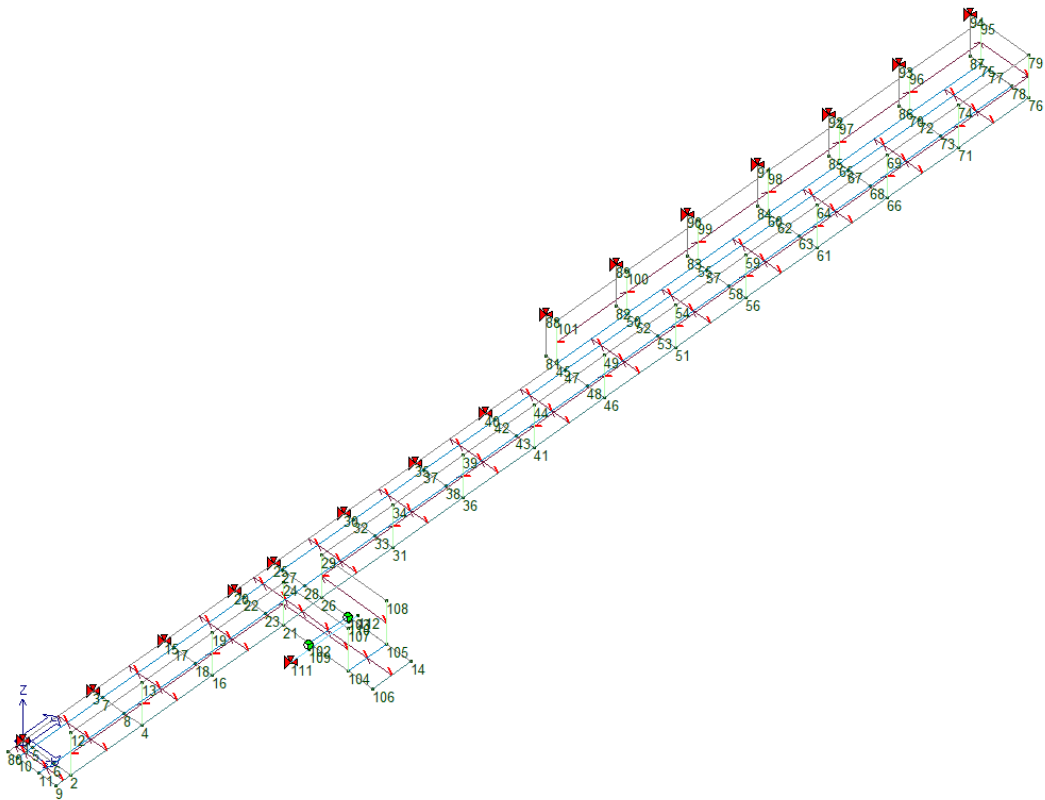
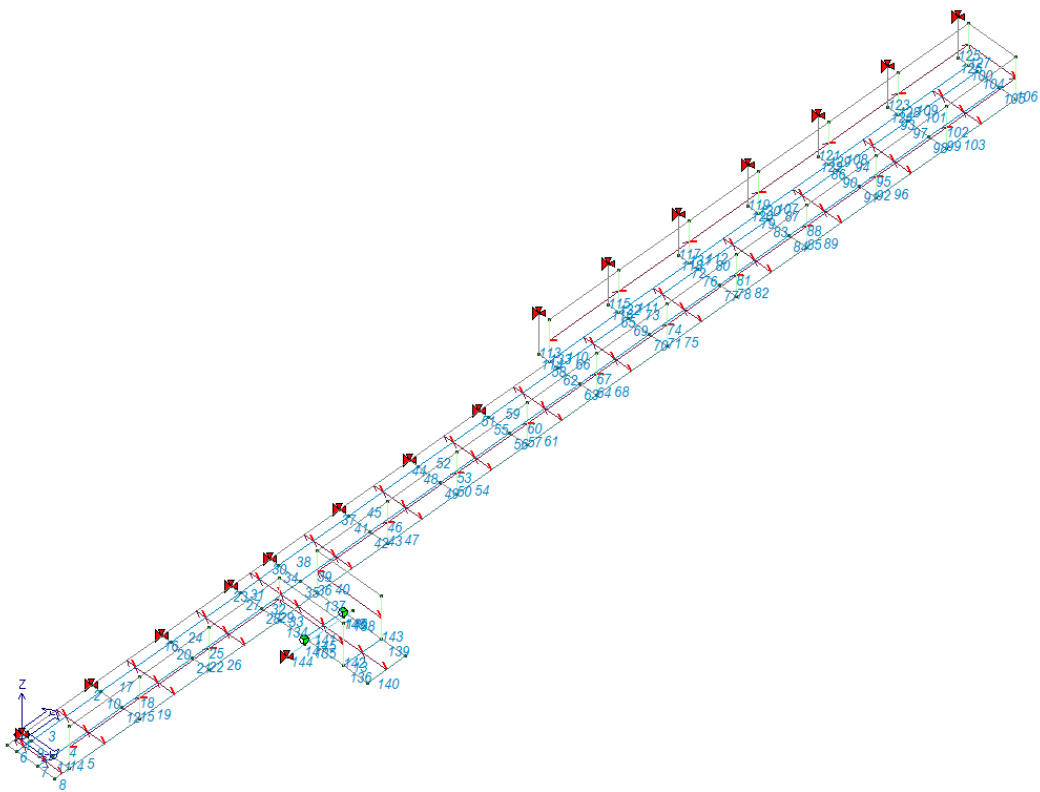


Figura 4 - Numerazione dei nodi



Numerazione degli elementi



## **5.5 Analisi dei carichi**

### **5.5.1 Peso proprio**

Il peso proprio è valutato automaticamente dal software di calcolo.

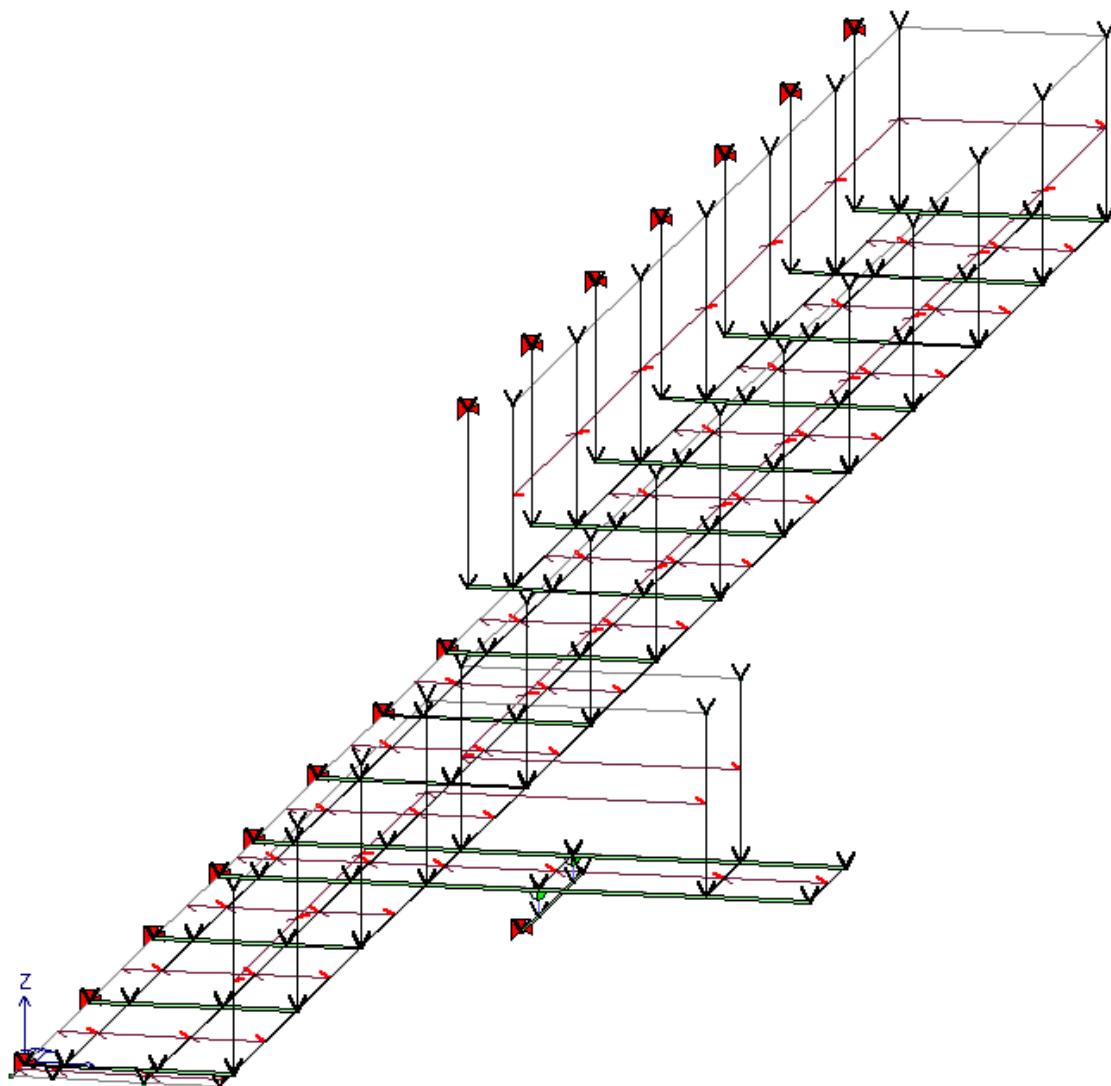


Figura 5 - Pesi propri

### **5.5.2 Permanenti portati**

I pannelli che costituiscono il piano di calpestio hanno un peso di  $0,365 \text{ kN/m}^2$ .

Il peso del parapetto è di  $0,90 \text{ kN/m}$ .

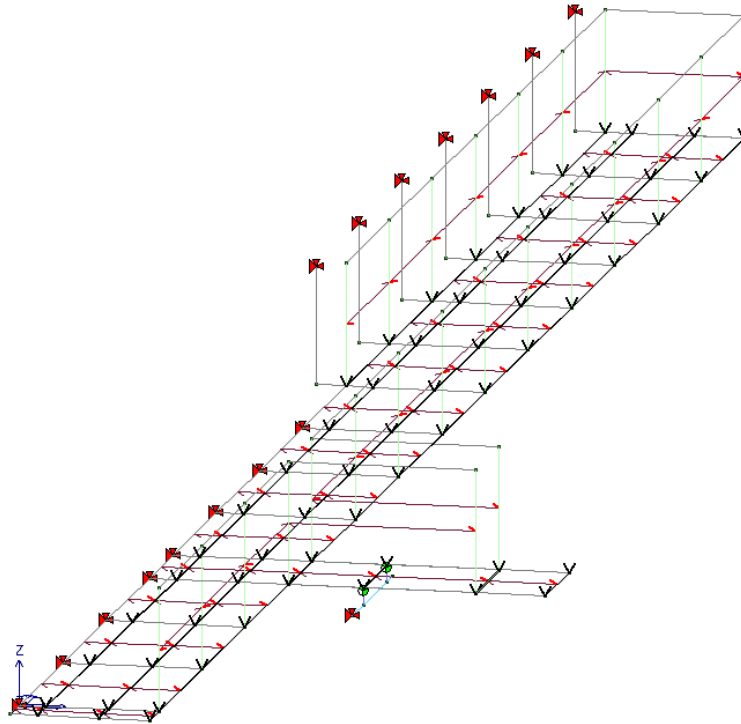


Figura 6 - Permanenti portati

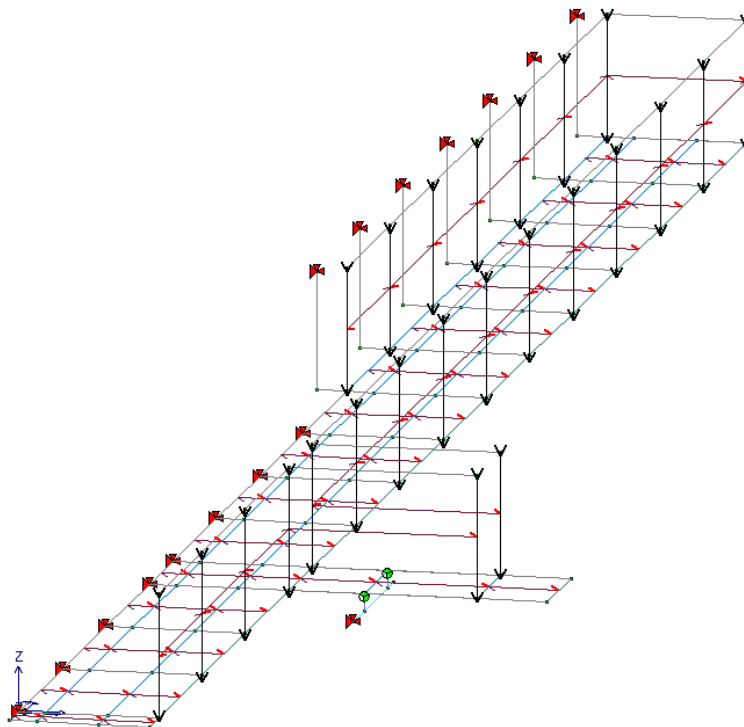


Figura 7 - Pannelli

### 5.5.3 Azioni variabili

Si considera un'azione variabile sul piano di calpestio pari a  $2 \text{ kN/m}^2$ .

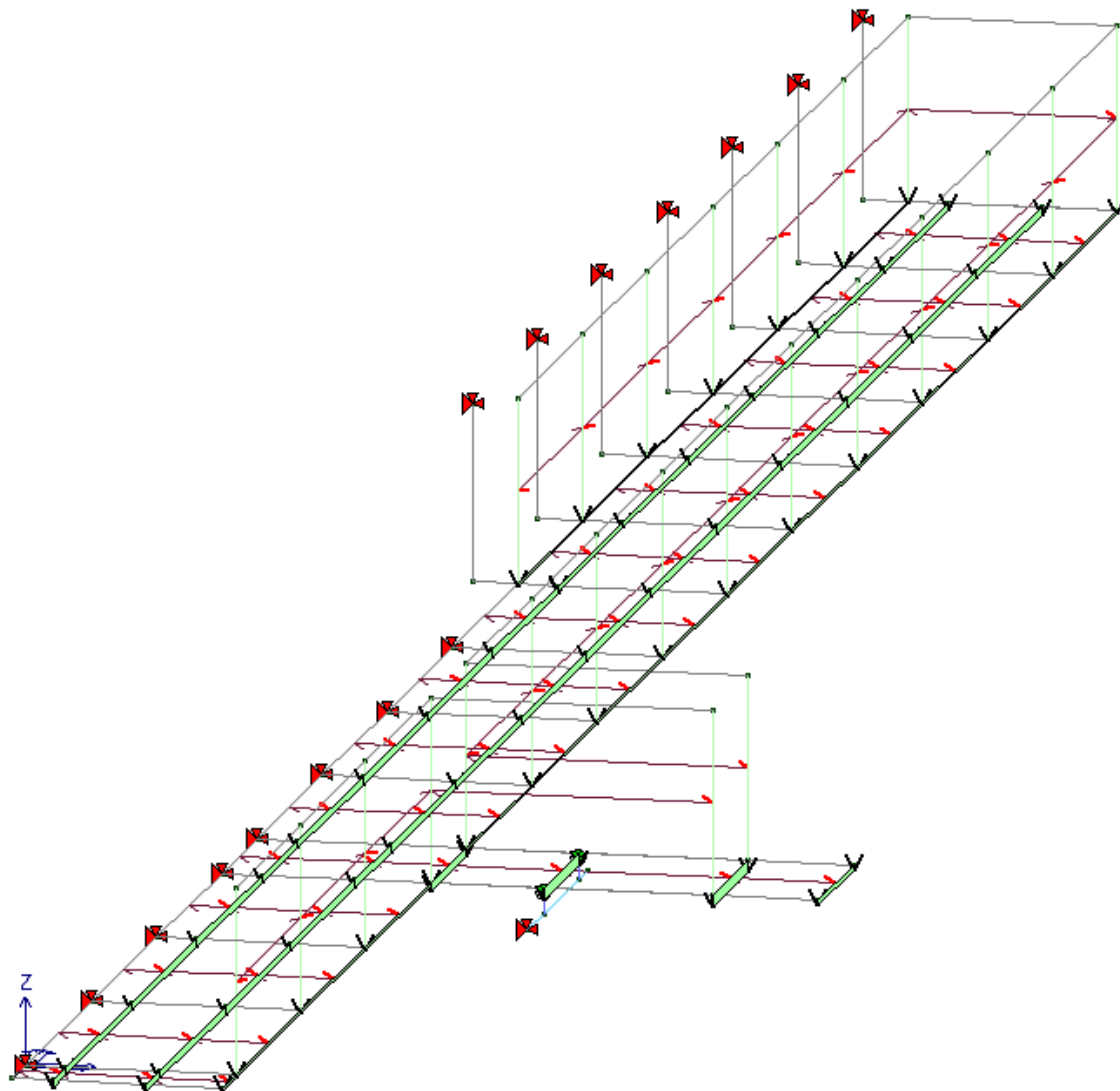


Figura 8 - Azioni variabili

### 5.5.4 Vento

Il manufatto in oggetto è in zona 4, classe di rugosità D, categoria di esposizione del sito I (§ 3.3 - DM 17/01/18), e si ha quindi:

$$v_b = v_{b0} = 28 \text{ m/s}; \quad q_b = 0,490 \text{ kN/m}^2$$

$$c_p = 1.4 \quad ; \quad c_d = 1; \quad c_t = 1$$

$$k_r = 0,17; \quad z_0 = 0,01 \text{ m}$$

$$z_{\min} = 2 \text{ m}$$

In base a tali parametri ed alla quota  $z$  sul piano campagna, è possibile calcolare il coefficiente di esposizione e quindi la pressione del vento:

$$c_e = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{con } z = z_{\text{medio}} = 4,5 \text{ m slm}$$

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

Il massimo valore così calcolato per la costruzione è pari a  $1,59 \text{ kN/m}^2$ .

Tale azione è assimilata a un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente agli elementi esposti.

Non si tiene conto del vento in direzione  $x$  con verso positivo, in quanto la struttura è protetta dall'impalcato del ponte e dalla Spalla A.

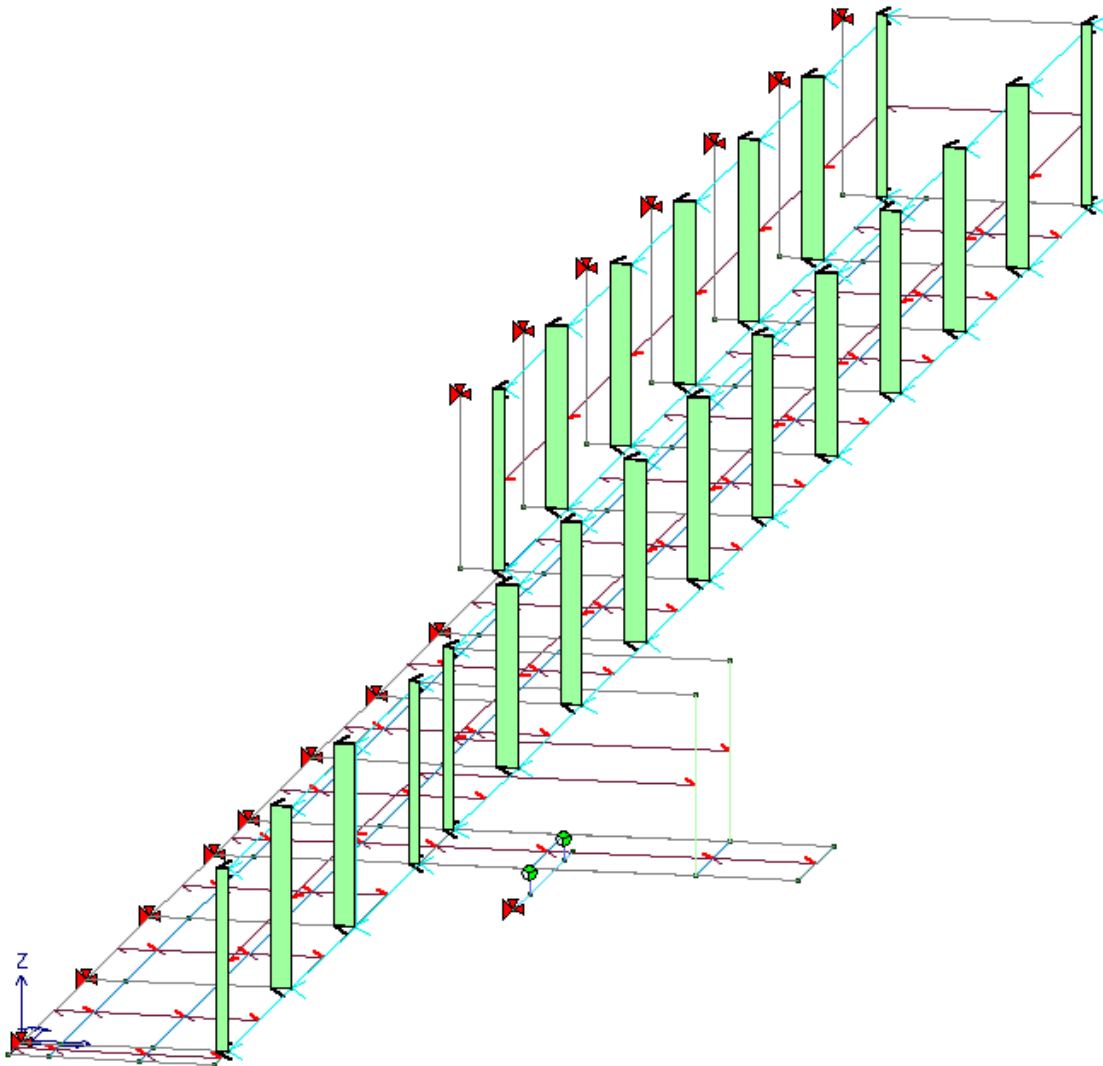


Figura 9 - Vento direzione x-

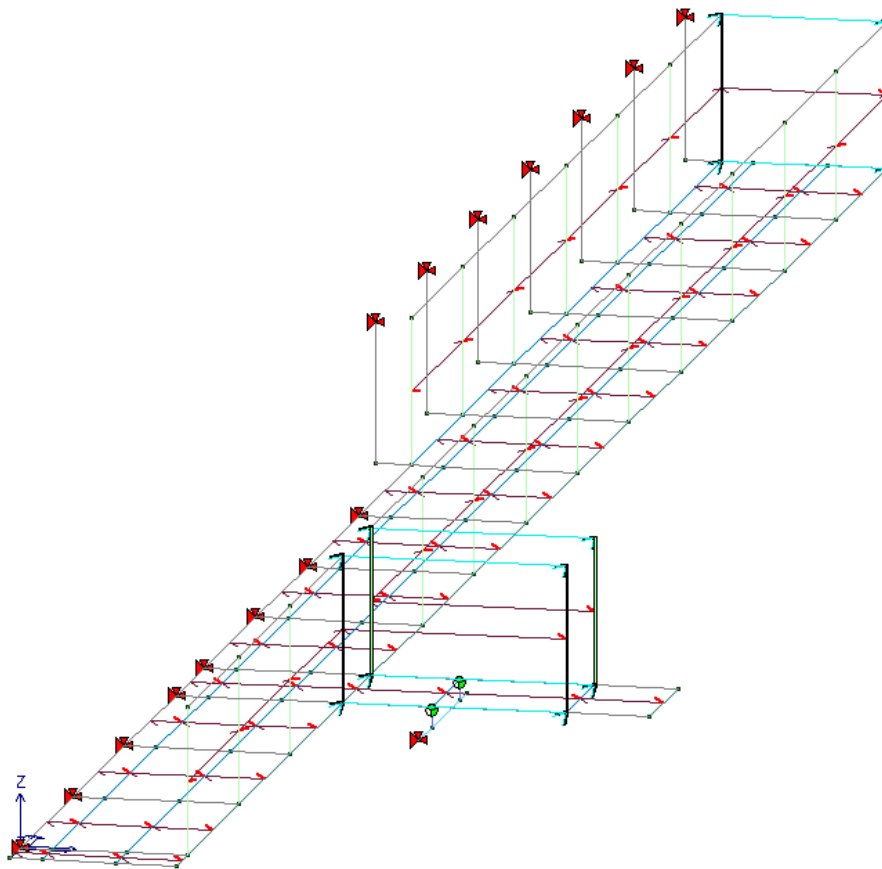
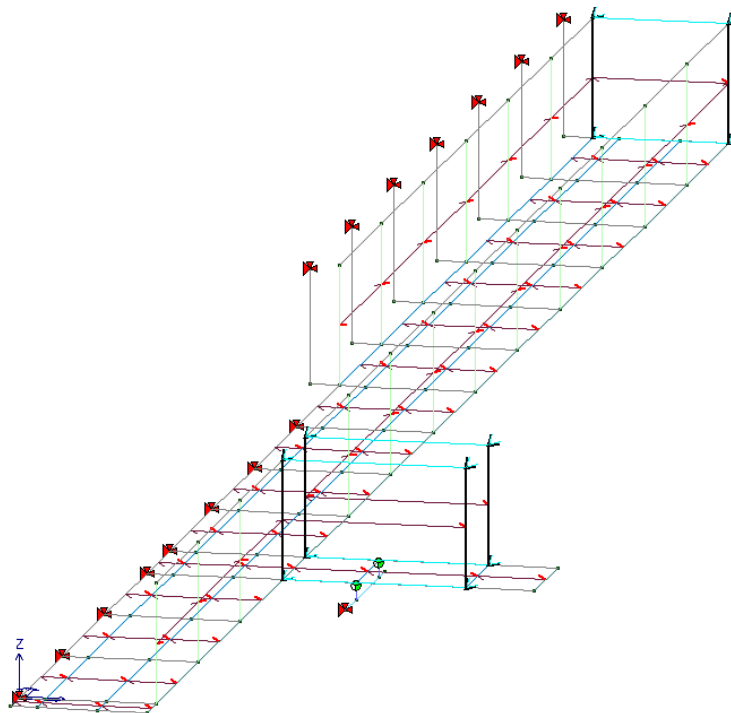


Figura 10 - Vento direzione y+



Vento direzione y-

### **5.5.5 Termica**

Si applica una variazione di temperatura pari a  $\Delta T = \pm 25 \text{ }^\circ\text{C}$  (§3.5 di NTC18).

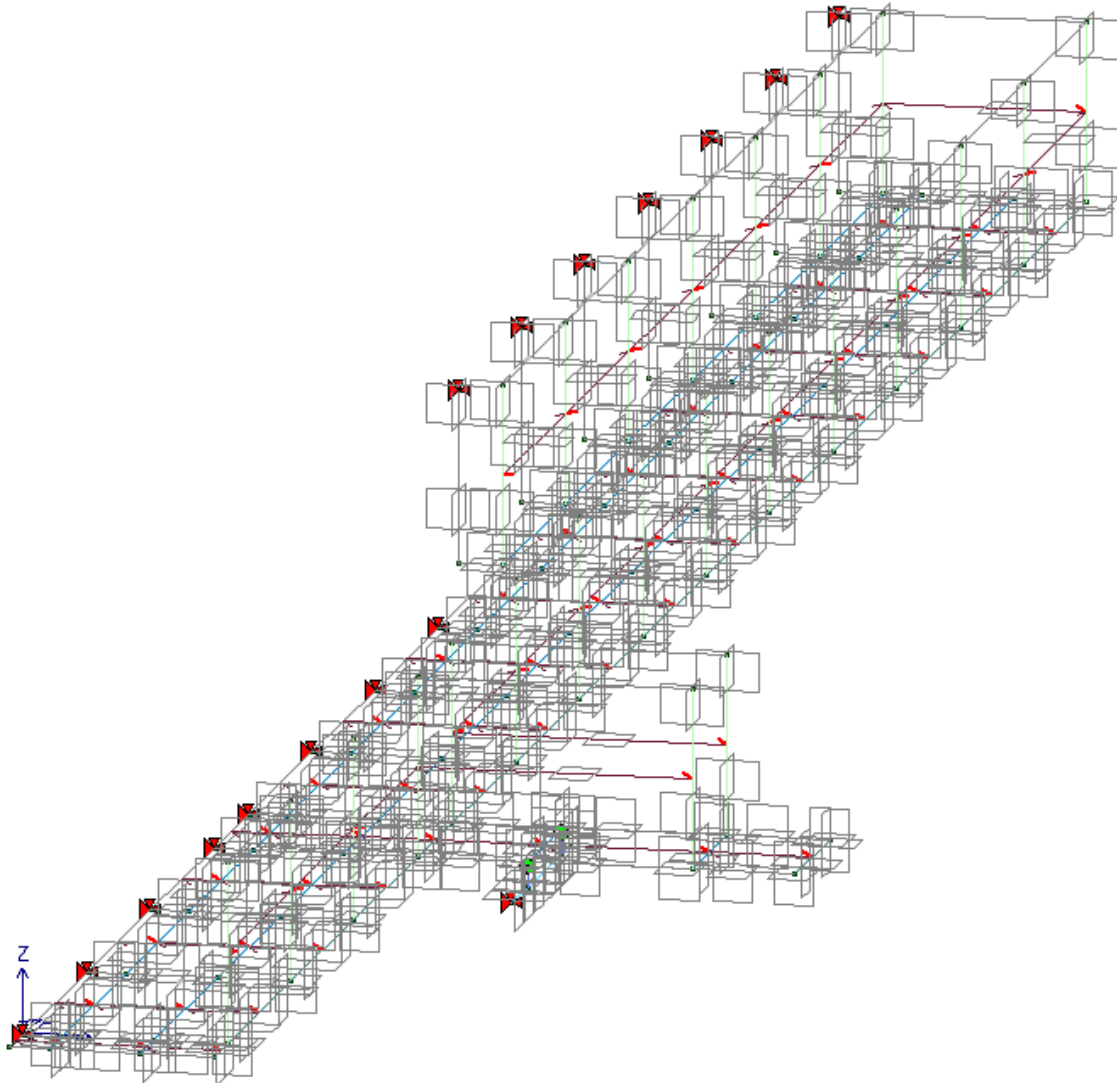


Figura 11 - Termica

### **5.5.6 Azione sul parapetto**

Viene considerata un'azione orizzontale pari a 1 kN/m in corrispondenza della sommità del parapetto.

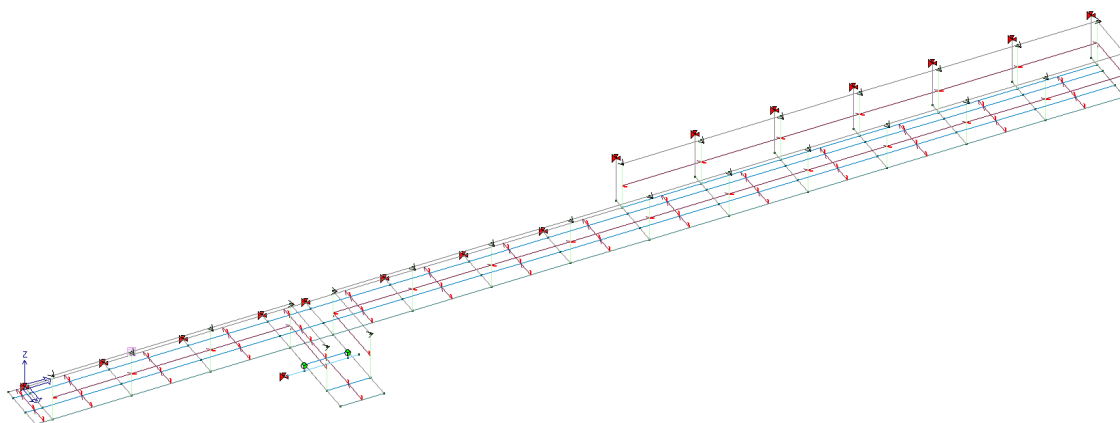


Figura 12 – Azione sul parapetto

### 5.5.7 Sisma

Le azioni sismiche sono definite sulla base dello spettro elastico  $S_e(T)$  del D.M.17 gennaio 2018 assumendo i valori di scuotimento  $a(g)$  desunti dalle mappe interattive di pericolosità sismica per la zona in esame, avente coordinate geografiche:

longitudine 13.36089      latitudine 38.13720

Risulta:

$V_N = 50$  anni (par. 2.4.1 DM18);

Classe d'uso di riferimento: Classe IV (par. 2.4.2 del DM18)

Il periodo di riferimento per l'azione sismica risulta:

$V_R = V_N C_U = 100$  anni, con  $C_U = 2.0$  per strutture di classe d'uso IV (par. 2.4.3 DM18).

Si assume inoltre:

categoria di sottosuolo C;

categoria topografica T1.

La verifica viene effettuata per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) come stato limite ultimo, a cui è associata la probabilità di superamento  $P_{VR}$  ed i relativi tempi di ritorno  $T_R$ :

SLV       $P_{VR} = 10\%$        $T_R = 949$  anni

I parametri spettrali di seguito elencati si ricavano tramite interpolazione sulle coordinate del Comune di Palermo.

*LOTTO C – Realizzazione delle opere marittime per la realizzazione della nuova strada esterna per il collegamento delle aree assegnate secondo protocollo di intesa del 28/12/2018*

STATO LIMITE	T <sub>R</sub> [anni]	a <sub>g</sub> [g]	F <sub>0</sub> [-]	T <sub>C</sub> * [s]	S <sub>s</sub>	C <sub>c</sub>	S <sub>T</sub>
SLD	101	0.086	2.321	0.266	1.500	1.626	1.000
SLV	949	0.219	2.413	0.304	1.383	1.555	1.000

Spettro di risposta elastico – componente orizzontale

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Spettro di risposta elastico – componente verticale

$$0 \leq T < T_B \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_V} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

con:  $F_V = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$  e  $\eta = 1/q$   $T_B = 0.144$  s  $T_C = 0.431$  s  $T_D = 2.243$  s

Gli spettri di risposta per le tre componenti del moto relativi agli stati limite considerati, sono calcolati come mostrato di seguito, progettando la struttura come non duttile:

SPETTRO ORIZZONTALE		STATO LIMITE		
		SLD	SLV	
periodo di ritorno	T <sub>R</sub>	101	949	[anni]
accelerazione del sito	a <sub>g</sub>	0.086	0.219	[g]
amplificazione spettrale	F <sub>0</sub>	2.321	2.413	
periodo inizio vel. cost.	T <sub>C</sub> *	0.266	0.304	sec
effetto sottosuolo	C <sub>c</sub>	1.626	1.555	
amplif. stratigrafica	S <sub>s</sub>	1.500	1.383	
amplif. Topografica	S <sub>T</sub>	1.000	1.000	
coeff. geotecnico	S = S <sub>s</sub> · S <sub>T</sub>	1.500	1.383	
fattore di comportamento	q	1.000	1.067	
	T <sub>B</sub> = T <sub>C</sub> /3	0.144	0.158	sec
	T <sub>C</sub> = C <sub>c</sub> T <sub>c</sub>	0.432	0.473	sec
	T <sub>D</sub> = 4.0 a <sub>g</sub> /g + 1.6	1.945	2.475	sec



SPETTRO VERTICALE		STATO LIMITE		
		SLD	SLV	
amplificazione spettrale	$F_v$	0.920	1.524	
amplif. stratigrafica	$S_s$	1.000	1.000	
amplif. Topografica	$S_T$	1.000	1.000	
coeff. geotecnico	$S = S_s \cdot S_T$	1.000	1.000	
fattore di comportamento	$q$	1.000	1.500	
	$T_B$	0.050	0.050	sec
	$T_C$	0.150	0.150	sec
	$T_D$	1.000	1.000	sec

### 5.6 Combinazioni dei carichi

La combinazione fondamentale, utilizzata per lo SLU, così come definita al punto 2.5.3 delle NTC, prevede:

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi} \psi_{0i} Q_{ki}$$

dove:

- $G_1$  è il valore caratteristico delle azioni permanenti strutturali;
- $G_2$  è il valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali;
- $P$  è il valore caratteristico delle azioni di precompressione (se presenti);
- $A_d$  è il valore delle azioni eccezionali;
- $Q_{k1}$  è il valore caratteristico dell'azione variabile dominante;
- $Q_{ki}$  è il valore caratteristico della  $i$ -esima azione variabile che agisce contemporaneamente a quella dominante.

Secondo la Tab. 5.1.V e la Tab. 5.1.VI del DM18:

- $\gamma_{G1} = 1,35$  è il coefficiente parziale relativo alle azioni permanenti strutturali;
- $\gamma_{G2} = 1,5$  è il coefficiente parziale relativo alle azioni permanenti non strutturali;
- $\gamma_{Qi} = 1,5$  è il coefficiente parziale relativo alle azioni variabili;
- $\psi_{0i}$  è il coefficiente di combinazione che tiene conto di azioni variabili concomitanti, pari a:

- 0.70 per i carichi variabili;
- 0.60 per il vento
- 0.60 per la termica.

Per le combinazioni sismiche si pongono pari a 1 i coefficienti parziali delle azioni, mentre si annullano i coefficienti di combinazione, ad eccezione di quello relativo alla termica, che non varia rispetto alle combinazioni statiche.

## 5.7 Risultati del calcolo e delle verifiche

Vengono di seguito riportati i diagrammi rappresentativi delle sollecitazioni e delle verifiche.

### 5.7.1 Involuppo sollecitazioni allo SLU

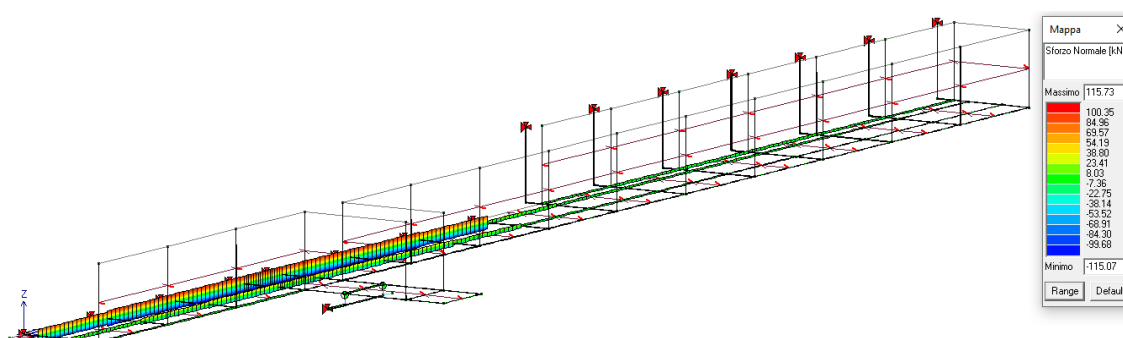


Figura 13 – Sforzo normale

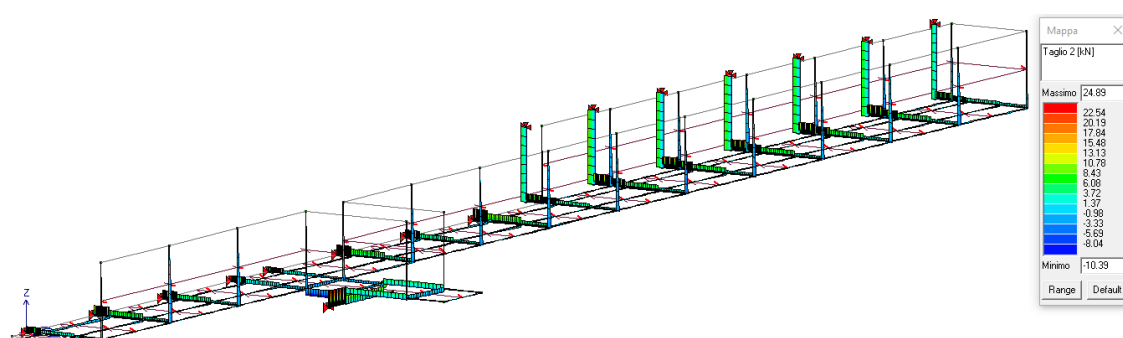


Figura 14 – Taglio verticale

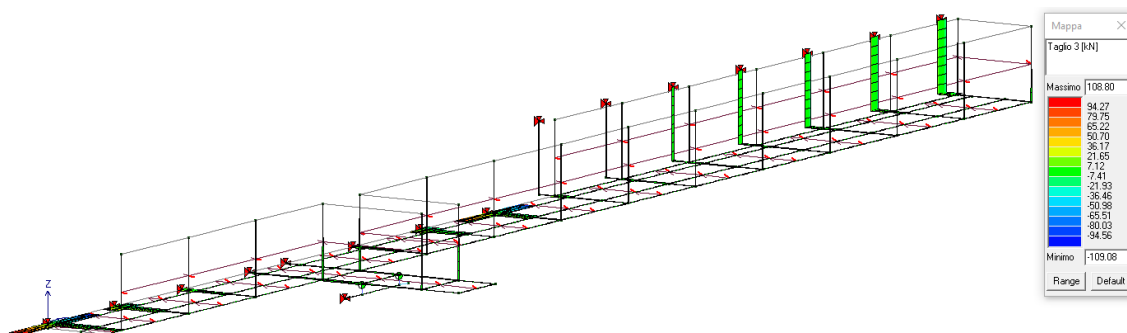


Figura 15 – Taglio trasversale

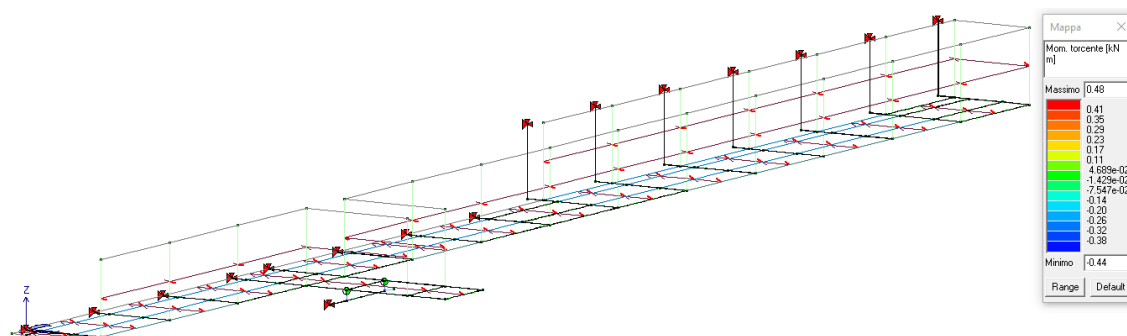


Figura 16 – Momento torcente

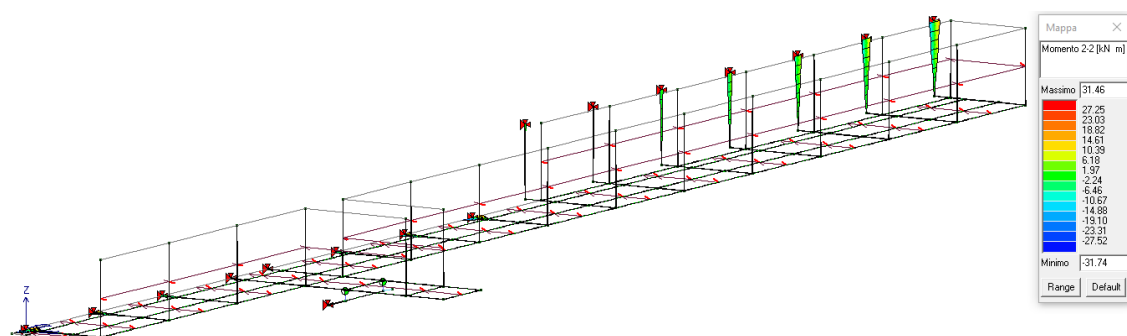


Figura 17 – Momento trasversale

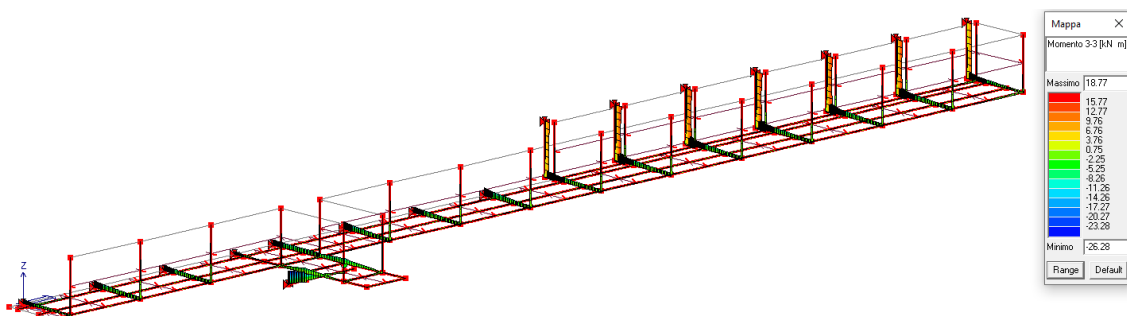


Figura 18 – Momento longitudinale

### 5.7.2 Verifiche

Le verifiche sono soddisfatte se i coefficienti di verifica sono inferiori a 1; conseguentemente, per le sezioni verificate si ha uno sfruttamento inferiore al 100%.

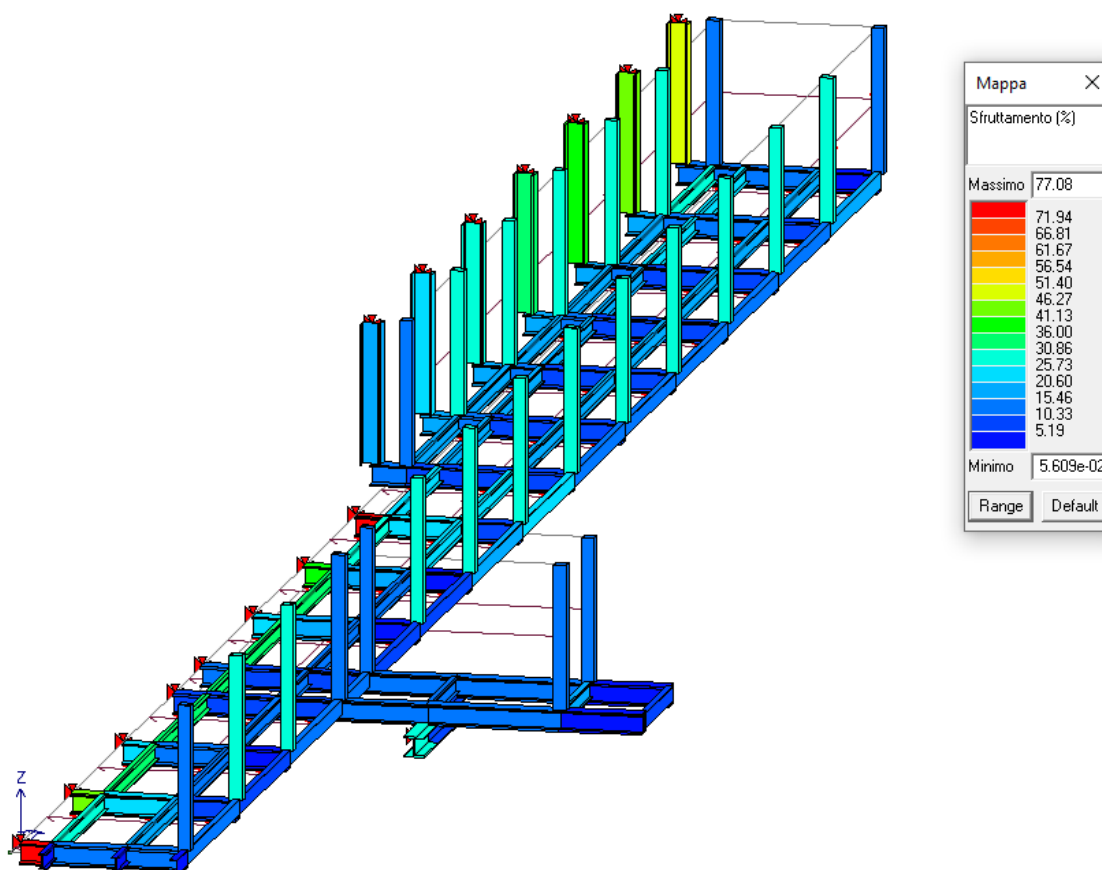


Figura 19 – Sfruttamento delle sezioni

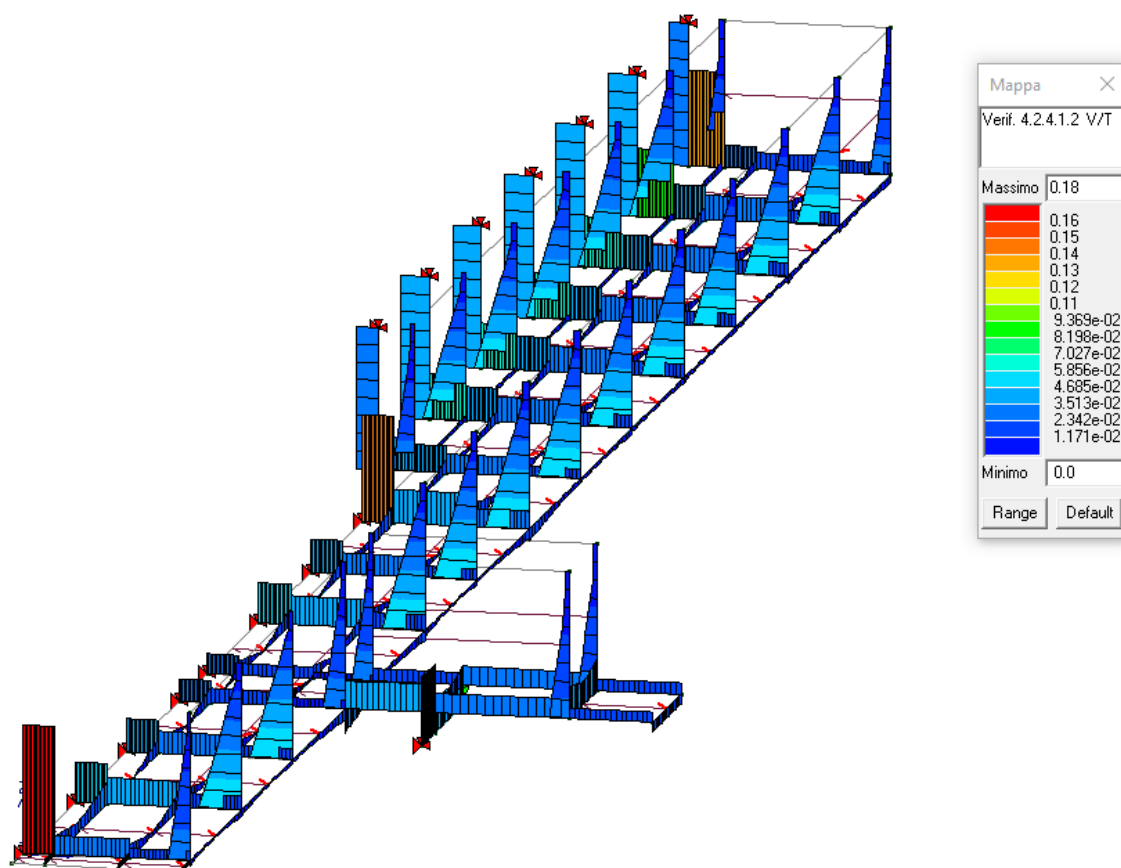


Figura 20 – Verifica taglio/torsione

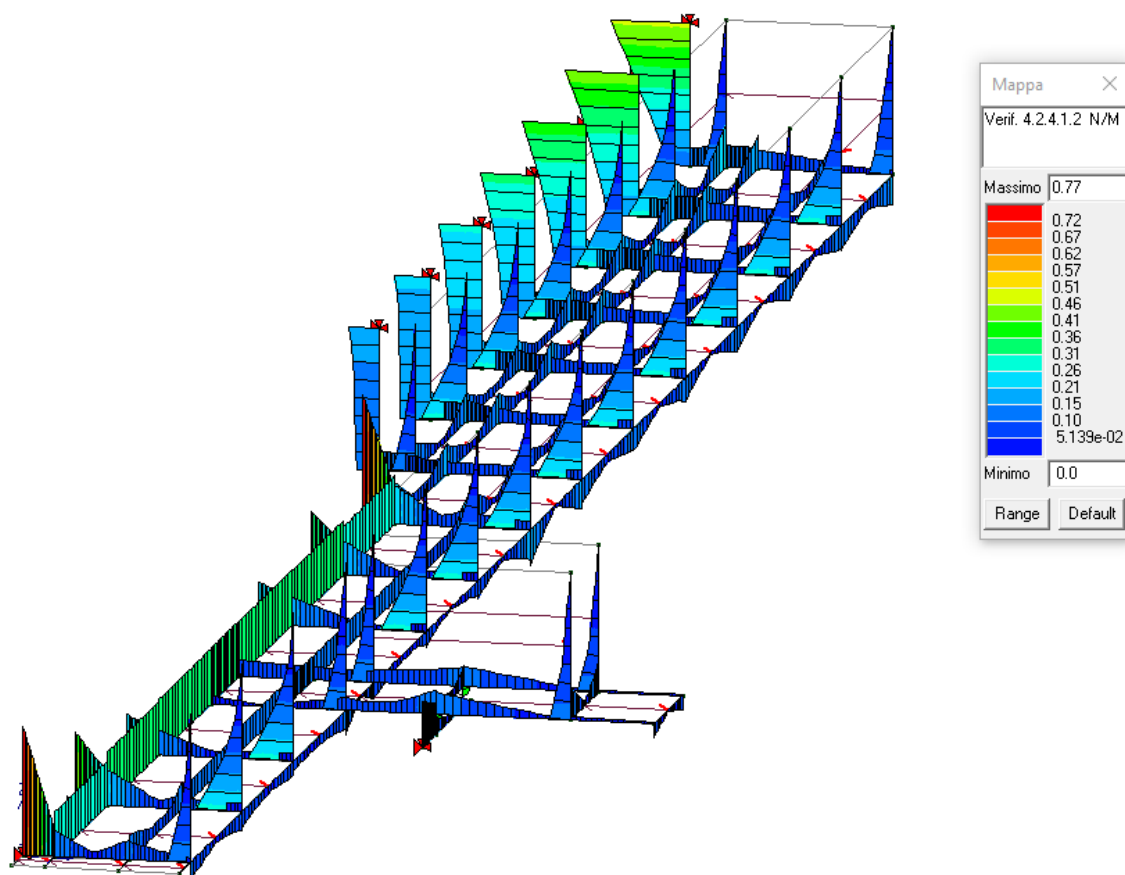


Figura 21 – Verifica presso/tenso-flessione

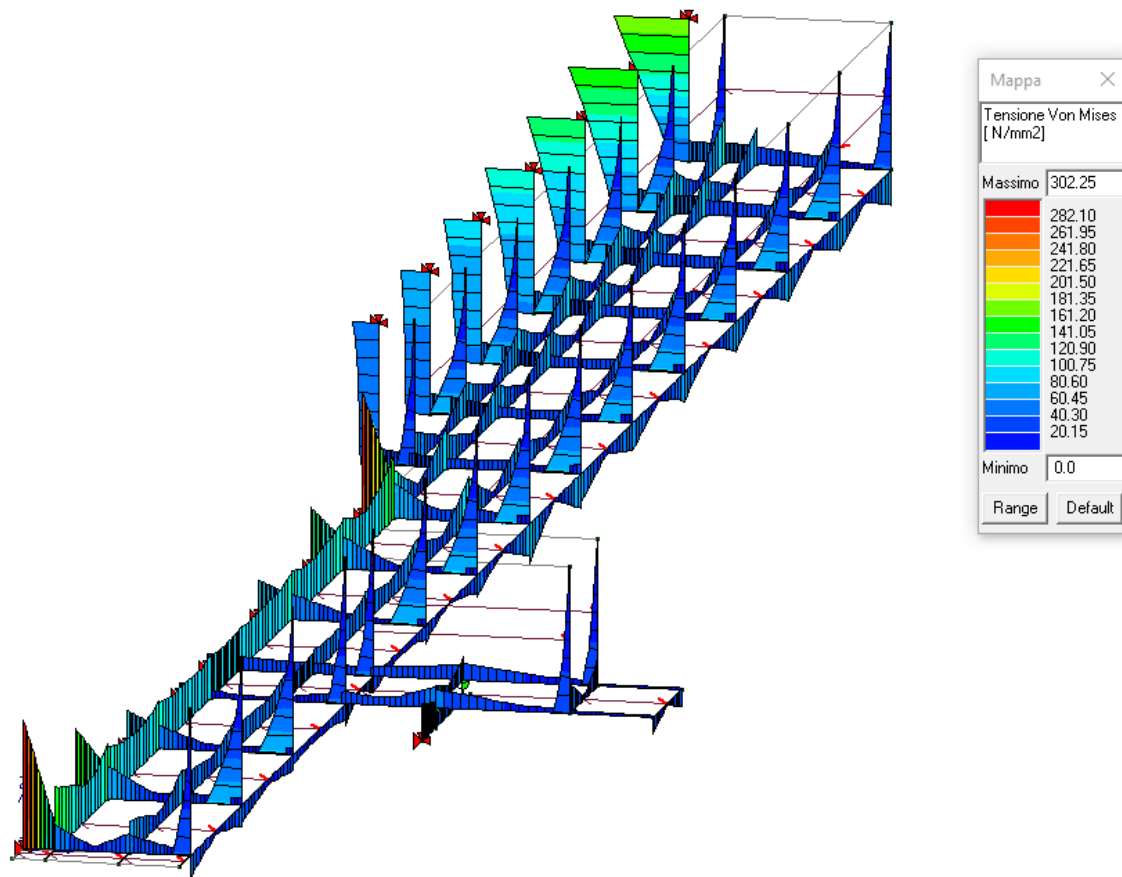


Figura 22 – Verifica tensioni

### 5.7.3 Freccia

Viene di seguito riportato il diagramma dei massimi spostamenti allo SLE:

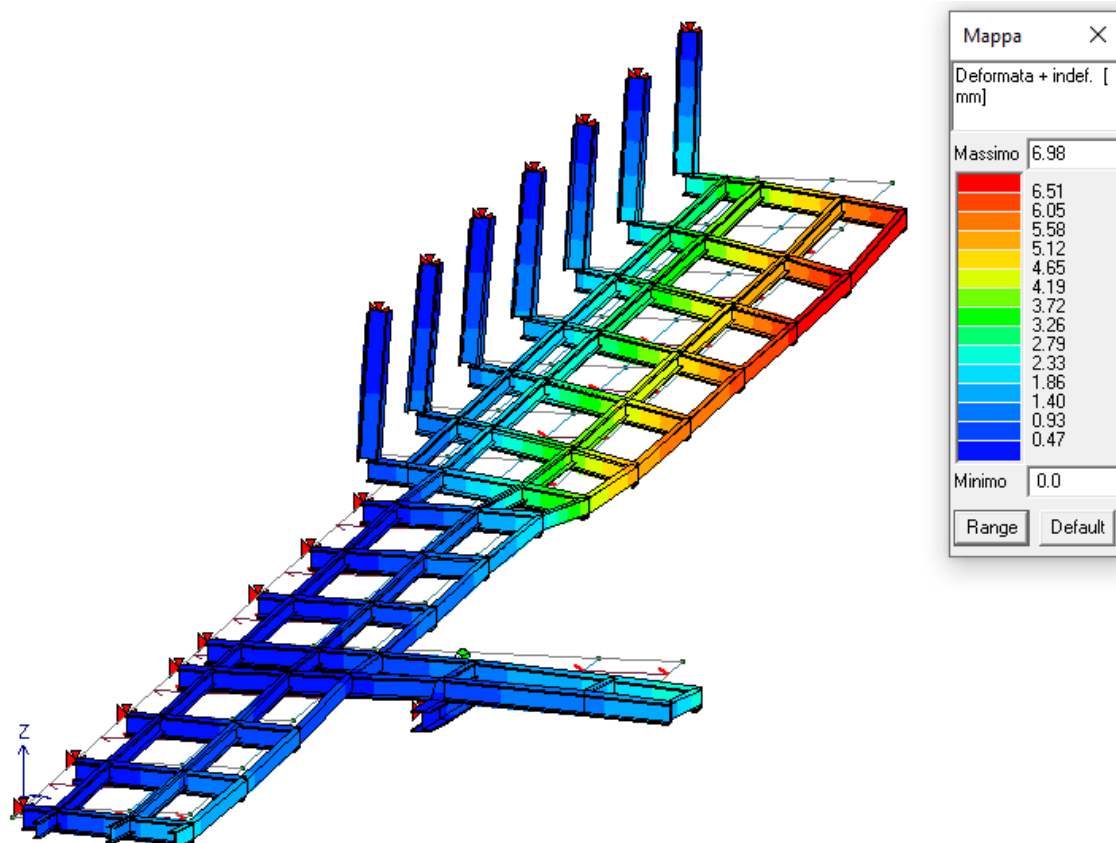


Figura 23 – Freccia allo SLE

La freccia è pari a 1/214 della luce, e pertanto verifica i limiti di normativa ( $L/200$ ).

Viene di seguito riportato il diagramma dei massimi spostamenti per i soli carichi variabili:



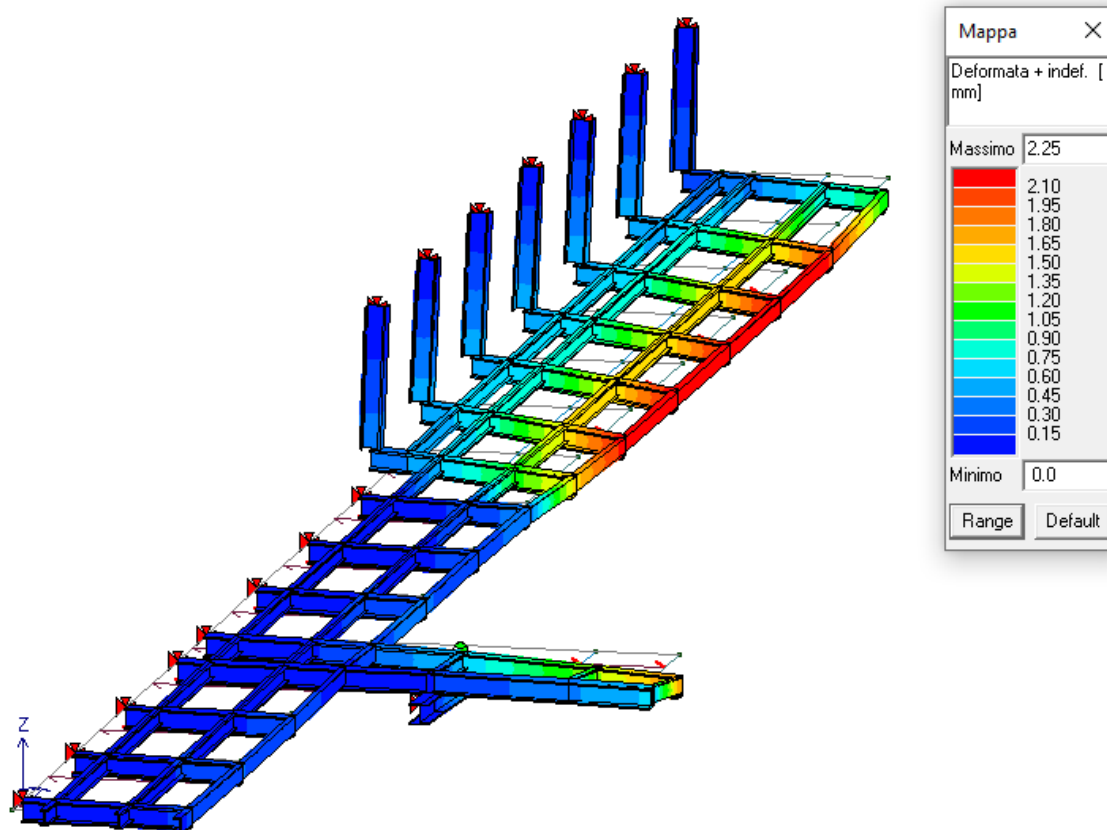


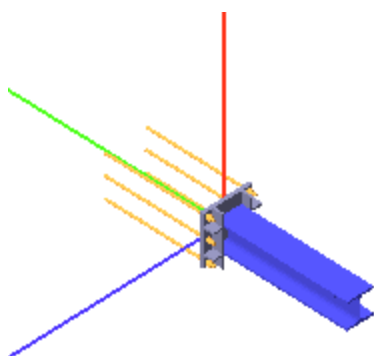
Figura 24 – Freccia per sole azioni variabili

La freccia è pari a 1/666 della luce, e pertanto verifica i limiti di normativa (L/300).

#### **5.7.4 Verifica dei nodi**

Tutti i nodi, incluso il collegamento con la struttura in acciaio del ponte, ma esclusi i collegamenti con le strutture in c.a., sono realizzati mediante saldature a completa penetrazione che, per le loro caratteristiche, non necessitano di verifiche specifiche.

Si riporta di seguito la verifica del nodo di collegamento con le strutture in c.a..



**Coefficienti di sicurezza utilizzati**

$\gamma_{M0} = 1.05$   
 $\gamma_{M1} = 1.10$   
 $\gamma_{M2} = 1.25$

**Trave 2**

Tipo di profilo: HEB 160

Materiale: Acciaio S275  $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$   $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$   $\gamma_{ov} = 1.25$

Classe sezione: 1

**Flangia:**

Materiale: Acciaio S275  $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$   $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$   $\gamma_{ov} = 1.25$

Dimensioni (B x H x Sp): 300.0 x 300.0 x 24.0 mm

Spessore nervature verticali: 12.0 mm

Spessore nervature orizzontali: 12.0 mm

**Bullonature:**

Viti cl. 8.8 Dadi 8 o 10 ( $f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$ )

Diametro gambo  $\varnothing = 16 \text{ mm}$   $A_{res} = 156.8 \text{ mm}^2$  (ridotta per filettatura)

Diametro dado/testa  $d_m = 24 \text{ mm}$

Diametro foro  $\varnothing_0 = 17 \text{ mm}$

**Saldature:**

Materiale: Acciaio S275  $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$   $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$   $\beta_1 = 0.70$   $\beta_2 = 0.85$

Spessore cordoni d'angolo  $s_c = 10 \text{ mm}$

**Sollecitazioni:**

Nodo.CMB	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
1.71	5386.2	108500.0	1341.2	-31740000.0	-5171000.0	-157954.0
1.73	857.4	108800.0	1310.3	-31670000.0	-1686000.0	-136664.0
1.100	8386.5	-109100.0	-1234.2	31390000.0	-6098000.0	104369.0
40.72	14873.3	91064.5	-75.8	-28000000.0	-12670000.0	-105341.0
111.51	21861.2	436.6	8622.8	-140319.0	-23340000.0	-104777.0

**Calcolo resistenze**

Resistenza a trazione dei bulloni

$$F_{tb,Rd} = 0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 90333.1 \text{ N}$$

Resistenza a punzonamento flangia

$$B_{pf,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_f \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 373492.7 \text{ N}$$

Bull.	$F_{f,Rd}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]
1	98359.8	90333.1
2	109620.6	90333.1
3	98359.8	90333.1

**LOTTO C – Realizzazione delle opere marittime per la realizzazione della nuova strada esterna per il collegamento delle aree assegnate secondo protocollo di intesa del 28/12/2018**

4	98359.8	90333.1
5	109620.6	90333.1
6	98359.8	90333.1

**Legenda**

$F_{f,Rd} = M_{res,m} / ( B_m \cdot R_m )$  resistenza a flessione flangia

$F_{t,Rd} = \min [ F_{tb,Rd} , B_{pf,Rd} , F_{f,Rd} ]$  resistenza a trazione di progetto

**Resistenza a taglio dei bulloni**

$F_{vb,Rd} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} =$

60222.1 N

Bull.	$F_{bf,x,Rd}$ [N]	$F_{v,x,Rd}$ [N]	$F_{bf,y,Rd}$ [N]	$F_{v,y,Rd}$ [N]
1	140049.2	60222.1	140049.2	60222.1
2	155407.1	60222.1	297604.5	60222.1
3	140049.2	60222.1	140049.2	60222.1
4	140049.2	60222.1	140049.2	60222.1
5	155407.1	60222.1	297604.5	60222.1
6	140049.2	60222.1	140049.2	60222.1

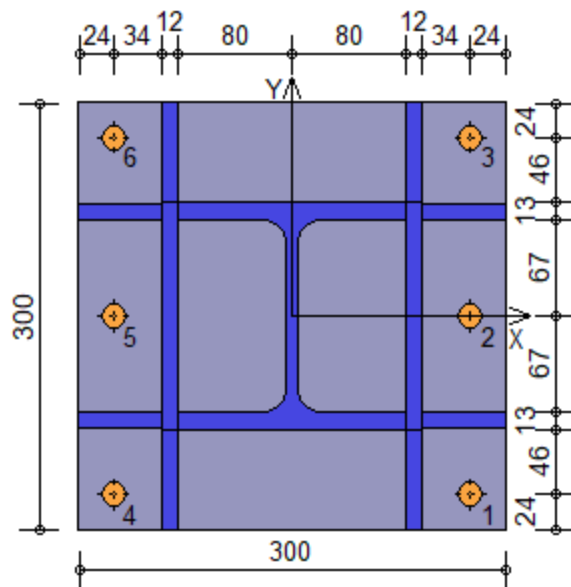
**Legenda**

$F_{bf,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_f / \gamma_{M2}$  resistenza a rifollamento flangia in direzione x

$F_{v,x,Rd} = \min [ F_{vb,Rd} , F_{bf,x,Rd} ]$  resistenza a taglio di progetto in direzione x

$F_{bf,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_f / \gamma_{M2}$  resistenza a rifollamento flangia in direzione y

$F_{v,y,Rd} = \min [ F_{vb,Rd} , F_{bf,y,Rd} ]$  resistenza a taglio di progetto in direzione y



**Verifiche sui bulloni**

**1-Taglio e trazione (Nodo n. 1, CMB n. 100)**

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{v,Rd}$ [N]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	$FV_1$	VER
1	126.00	-126.00	18148.2	60222.1	36464.3	90333.1	0.589687	Ok
2	126.00	0.00	18230.8	60222.1	42967.2	90333.1	0.642478	Ok
3	126.00	126.00	18313.4	60222.1	49470.0	90333.1	0.695270	Ok
4	-126.00	-126.00	18161.0	60222.1	0.0	90333.1	0.301566	Ok
5	-126.00	0.00	18243.5	60222.1	0.0	90333.1	0.302937	Ok
6	-126.00	126.00	18326.1	60222.1	0.0	90333.1	0.304308	Ok

**2-Trazione (Nodo n. 40, CMB n. 72)**

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	$FV_2$	VER
1	126.00	-126.00	0.0	90333.1	0.000000	Ok

**LOTTO C – Realizzazione delle opere marittime per la realizzazione della nuova strada  
esterna per il collegamento delle aree assegnate secondo protocollo di intesa del  
28/12/2018**

2	126.00	0.00	0.0	90333.1	0.000000	Ok
3	126.00	126.00	1614.3	90333.1	0.017870	Ok
4	-126.00	-126.00	25673.5	90333.1	0.284209	Ok
5	-126.00	0.00	39881.7	90333.1	0.441496	Ok
6	-126.00	126.00	54089.9	90333.1	0.598783	Ok

**Legenda**

$F_{v,Ed}$  forza di taglio agente sul bullone  
 $F_{v,Rd}$  resistenza a taglio di progetto del bullone  
 $F_{t,Ed}$  forza di trazione agente sul bullone  
 $F_{t,Rd}$  resistenza a trazione di progetto del bullone  
 $FV_1 = F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot F_{t,Rd})$   
 $FV_2 = F_{t,Ed} / F_{t,Rd}$   
 VER  $\rightarrow FV_i \leq 1$

**Verifiche sulle saldature profilo-flangia (versione beta)**

Si considera la sezione di gola (avente altezza  $a = s_c / 2^{0.5} = 7.071$ ) in posizione ribaltata: vengono considerate positive le tensioni normali di trazione e le tensioni tangenziali agenti verso destra e verso il basso. Tutte le tensioni sono espresse in N/mm<sup>2</sup>.

Verifica formula (4.2.84) (Nodo n. 40, CMB n. 72)

Cordoni	$n_{\perp}$	$t_{\perp}$	$\tau_{\parallel}$	FV <sub>1</sub>	VER <sub>1</sub>
Nerv. verticale lato destro esterno	-43.52	0.00	1.65	43.55	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona inferiore	-38.73	0.00	1.65	38.76	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona inferiore	7.53	0.00	1.65	7.71	Ok
Nerv. verticale lato sinistro esterno	43.51	0.00	1.65	43.54	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato destro esterno	-48.52	0.00	13.58	50.39	Ok
Ala inferiore esterno	-10.86	0.00	13.58	17.39	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato sinistro esterno	26.94	0.00	13.58	30.17	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato destro interno	-46.04	0.00	13.58	48.01	Ok
Ala inferiore interno lato destro	-28.37	0.00	13.58	31.46	Ok
Ala inferiore interno lato sinistro	11.87	0.00	13.58	18.04	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato sinistro interno	29.41	0.00	13.58	32.40	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona centrale	-26.64	0.00	1.65	26.69	Ok
Anima lato destro	-6.76	0.00	1.65	6.96	Ok
Anima lato sinistro	-6.76	0.00	1.65	6.96	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona centrale	26.63	0.00	1.65	26.68	Ok
Nerv. orizz. superiore lato destro interno	-29.42	0.00	13.58	32.41	Ok
Ala superiore interno lato destro	-11.88	0.00	13.58	18.05	Ok
Ala superiore interno lato sinistro	28.36	0.00	13.58	31.45	Ok
Nerv. orizz. superiore lato sinistro interno	46.03	0.00	13.58	48.00	Ok
Nerv. orizz. superiore lato destro esterno	-26.95	0.00	13.58	30.18	Ok
Ala superiore esterno	30.97	0.00	13.58	33.82	Ok
Nerv. orizz. superiore lato sinistro esterno	48.51	0.00	13.58	50.38	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona superiore	-7.54	0.00	1.65	7.72	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona superiore	38.72	0.00	1.65	38.75	Ok

Verifica formula (4.2.85) (Nodo n. 40, CMB n. 72)

Cordoni	$n_{\perp}$	$t_{\perp}$	$\tau_{\parallel}$	FV <sub>2</sub>	VER <sub>2</sub>
Nerv. verticale lato destro esterno	-43.52	0.00	1.65	43.52	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona inferiore	-38.73	0.00	1.65	38.73	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona inferiore	7.53	0.00	1.65	7.53	Ok
Nerv. verticale lato sinistro esterno	43.51	0.00	1.65	43.51	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato destro esterno	-48.52	0.00	13.58	48.52	Ok
Ala inferiore esterno	-10.86	0.00	13.58	10.86	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato sinistro esterno	26.94	0.00	13.58	26.94	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato destro interno	-46.04	0.00	13.58	46.04	Ok
Ala inferiore interno lato destro	-28.37	0.00	13.58	28.37	Ok
Ala inferiore interno lato sinistro	11.87	0.00	13.58	11.87	Ok

**LOTTO C – Realizzazione delle opere marittime per la realizzazione della nuova strada  
esterna per il collegamento delle aree assegnate secondo protocollo di intesa del  
28/12/2018**

Nerv. orizz. inferiore lato sinistro interno	29.41	0.00	13.58	29.41	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona centrale	-26.64	0.00	1.65	26.64	Ok
Anima lato destro	-6.76	0.00	1.65	6.76	Ok
Anima lato sinistro	-6.76	0.00	1.65	6.76	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona centrale	26.63	0.00	1.65	26.63	Ok
Nerv. orizz. superiore lato destro interno	-29.42	0.00	13.58	29.42	Ok
Ala superiore interno lato destro	-11.88	0.00	13.58	11.88	Ok
Ala superiore interno lato sinistro	28.36	0.00	13.58	28.36	Ok
Nerv. orizz. superiore lato sinistro interno	46.03	0.00	13.58	46.03	Ok
Nerv. orizz. superiore lato destro esterno	-26.95	0.00	13.58	26.95	Ok
Ala superiore esterno	30.97	0.00	13.58	30.97	Ok
Nerv. orizz. superiore lato sinistro esterno	48.51	0.00	13.58	48.51	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona superiore	-7.54	0.00	1.65	7.54	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona superiore	38.72	0.00	1.65	38.72	Ok

**Legenda**

$n_{\perp}$  tensione normale perpendicolare all'asse del cordone

$t_{\perp}$  tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone

$\tau_{\parallel}$  tensione tangenziale parallela all'asse del cordone

$$FV_1 = (n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0.5}$$

$$FV_2 = |n_{\perp}| + |t_{\perp}|$$

$$VER_i \rightarrow FV_i \leq \beta_i \cdot f_{yk} \quad (\beta_1 \cdot f_{yk} = 192.50 \text{ N/mm}^2 \quad \beta_2 \cdot f_{yk} = 233.75 \text{ N/mm}^2)$$

**Verifiche a flessione piastra in zona compressa**

Sezione parallela a X a filo della trave (Nodo n. 111, CMB n. 51)

Pressione media a bordo piastra	$p_{med} = 8.21 \text{ N/mm}^2$
Carico lineare sbalzo	$q_{lin} = 2462.86 \text{ N/mm}$
Lunghezza sbalzo	$L_s = 70.0 \text{ mm}$
Modulo di resistenza minimo	$W_{min} = 44529.2 \text{ mm}^3$
Momento resistente	$M_{p,Rd} = 11662420.0 \text{ N mm}$
Momento massimo	$M_{p,Ed} = 6033995.0 \text{ N mm}$
$M_{p,Ed} / M_{p,Rd} = 0.517388 \text{ Ok}$	

Sezione parallela a Y a filo della nervatura verticale (Nodo n. 1, CMB n. 73)

Pressione media a bordo piastra	$p_{med} = 9.41 \text{ N/mm}^2$
Carico lineare sbalzo	$q_{lin} = 2824.30 \text{ N/mm}$
Lunghezza sbalzo	$L_s = 58.0 \text{ mm}$
Modulo di resistenza minimo	$W_{min} = 44529.2 \text{ mm}^3$
Momento resistente	$M_{p,Rd} = 11662420.0 \text{ N mm}$
Momento massimo	$M_{p,Ed} = 4750480.0 \text{ N mm}$
$M_{p,Ed} / M_{p,Rd} = 0.407332 \text{ Ok}$	

**Verifica del momento di progetto del giunto** (Nodo n. 1, CMB n. 71)

Momento resistente del giunto	$M_{j,Rd} = 65975700.0 \text{ N mm}$
Momento di progetto	$M_{j,Ed} = 31740000.0 \text{ N mm}$
$M_{j,Ed} / M_{j,Rd} = 0.481086 \text{ Ok}$	

**Ancoraggio**

Tirafondi ad aderenza

Lunghezza tirafondi  $L_t = 600 \text{ mm}$

Lunghezza minima tirafondi: 30 diametri (480 mm)

Calcestruzzo

Resistenza cubica caratteristica a compressione	$R_{ck} =$	45.00 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	37.35 N/mm <sup>2</sup>

*LOTTO C – Realizzazione delle opere marittime per la realizzazione della nuova strada esterna per il collegamento delle aree assegnate secondo protocollo di intesa del 28/12/2018*

---

Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C =$	21.17 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	2.35 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo	$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk} / \gamma_C =$	3.52 N/mm <sup>2</sup>

**Compressione massima calcestruzzo** (Nodo n. 40, CMB n. 72)

$$\rho_{max} = 14.67 \text{ N/mm}^2 < f_{cd} \text{ OK}$$

**Verifica ancoraggio**

Si considera la massima resistenza a trazione di progetto dei tirafondi

Trazione di progetto dell'ancoraggio	$F_{t,an,Ed} = \max [ F_{t,Rd} ] =$	90333.1 N
--------------------------------------	-------------------------------------	-----------

Resistenza a trazione per aderenza	$F_{t,ad,Rd} = L_t \cdot \pi \cdot \varnothing \cdot f_{bd} =$	106151.3 N
------------------------------------	--	------------

$$F_{t,ad,Rd} > F_{t,an,Ed} \text{ OK}$$

## 6 VERIFICA DEI PALI DI ORMEGGIO

### 6.1 Palo soggetto a carichi trasversali

Nei seguenti paragrafi si riportano le verifiche a carico limite e gli spostamenti del palo soggetto a carichi trasversali di progetto.

#### 6.1.1 Azioni di progetto

Il carico caratteristico di progetto in testa al palo risulta pari a  $V_k = 100$  kN ed applicato ad una quota di +3 m s.l.m..

Tenuto conto della profondità del fondale ( - 8 m s.l.m.) e del coefficiente amplificativo delle azioni di normativa, il taglio ed il momento di progetto risultano pari a:

$$V_d = \gamma_Q \cdot V_k = 1,5 \cdot 100 = 150 \text{ kN}$$
$$M_d = V_d (3+8) = 1100 \text{ kNm}$$

Taglio caratteristico	$V_k =$	100,00	[kN]
Lunghezza emersa	$e =$	11,00	[m]
Momento caratteristico	$M_k =$	1100,00	[kNm]
Coefficiente amplificativo delle azioni	$\gamma =$	1,50	[-]
Taglio di progetto	$V_d =$	150,00	[kN]
Momento di progetto	$M_d =$	1650,00	[kNm]

Tabella 1 – Azioni di progetto

#### 6.1.2 Verifica a carico limite orizzontale

##### 6.1.2.1 Determinazione del carico limite orizzontale

Il carico limite orizzontale  $H_{lims}$  del singolo palo è stato valutato con la teoria di Broms nell'ipotesi che il palo sia installato in un mezzo omogeneo. Il palo è stato considerato libero di ruotare in testa.

#### PALO CORTO

Lo sforzo orizzontale agisce sul palo con eccentricità  $e$ .

La rotazione avviene attorno ad un punto molto prossimo all'estremità inferiore del palo. Per semplificare l'analisi, e senza che ciò comporti un errore significativo si è assunto che il centro di rotazione coincida con l'estremità inferiore del palo e si è

schematizzato il risultante delle azioni del terreno al di sotto di tale punto con una forza concentrata  $F$ .

Imponendo l'equilibrio alla rotazione attorno all'estremità inferiore del palo si ha, a rottura:

$$H_{\text{lim}}(e+L) = \frac{L^2}{2} 3K_p \gamma' D \frac{L}{3}$$

Lo sforzo di taglio lungo il palo vale, alla generica profondità  $z$ :

$$T = H - \frac{3}{2} K_p \gamma' D z^2$$

Tale sforzo si annulla ad una profondità  $f$  che può calcolarsi ponendo  $T=0$  e vale:

$$f = 0,816 \sqrt{\frac{H}{K_p \gamma' D}}$$

Alla stessa profondità  $f$  si verifica il momento massimo che vale:

$$M_{\text{max}} = H \left( e + \frac{2}{3} f \right)$$

Affinché il meccanismo di rottura sia di palo corto occorre verificare che il momento di plasticizzazione della sezione del palo  $M_k$  sia maggiore di  $M_{\text{max}}$ .

Se  $M_k$  è minore di  $M_{\text{max}}$  allora il carico limite per forze orizzontali viene determinato ipotizzando un meccanismo di “palo lungo”.

### PALO LUNGO

Dalle relazioni di sopra, ponendo  $M_{\text{max}} = M_y$ , si ottiene:

$$\frac{H_{\text{lim}}}{k_p \gamma' D^3} \left( \frac{e}{D} + 0,544 \sqrt{\frac{H_{\text{lim}}}{k_p \gamma' D^3}} \right) - \frac{M_y}{k_p \gamma' D^4} = 0$$

da cui è possibile ricavare il valore di  $H_{\text{lim}}$ .

#### 6.1.2.2 Criteri di verifica previste ai sensi delle NTC2018

Le verifiche dei pali vengono eseguite considerando l'Approccio 2 (A1+M1+R3).



Il valore caratteristico della resistenza a carichi trasversali  $R_{trk}$ , è dato dal minore dei valori ottenuti applicando i coefficienti di riduzione  $\xi_3, \xi_4$  riportati nella tabella 6.4.IV delle NTC alle resistenze limite  $R_{ccal} (\equiv H_{lim})$  calcolate con la metodologia illustrata al precedente paragrafo §6.1.2.1:

$$R_{ck} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{medio}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

**Tabella 6.4.IV** – Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Per le verticali di indagini indagate si procede quindi a individuare il corrispondente valore di carico limite  $H_{lim}$ .

Combinando tali valori come previsto dalle NTC2018 si ricava il carico limite orizzontale caratteristico  $Q_{lim,h,k}$ .

Il Carico limite orizzontale di progetto  $Q_{lim,h,d}$  si ottiene abbattendo il valore caratteristico del coefficiente di resistenza laterale  $\gamma_{t4}$  posto pari a 1,30 (Tab. 6.4.VI).

**Tabella 6.4.VI** - Coefficienti parziali  $\gamma_T$  per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T = 1,0$	$\gamma_T = 1,6$	$\gamma_T = 1,3$

### 6.1.2.3 Risultati

Le verifiche sono condotte valutando il momento plastico resistente dei pali  $M_{Rd,pl}$  come somma del momento plastico delle sezioni in c.a.  $M_{Rd,pl c.a.}$  e del momento plastico della camicia in acciaio  $M_{Rd,pls}$ .

Il momento plastico resistente delle sezioni in c.a.  $M_{Rd,pl c.a.}$  è ottenuto considerando un'armatura costituita da  $20\Phi 24$  e risulta pari a 1700 kNm.

Il momento plastico resistente della camicia in acciaio  $M_{Rd,pls}$  viene invece considerando lo spessore di progetto della camicia ridotto per tener conto dell'effetto della corrosione indotto dall'esposizione all'acqua di mare. In particolare, in accordo con quanto previsto dall'Eurocodice 3-Parte 5, si considera una perdita di spessore durante la vita nominale dell'opera ( $V_N = 50$  anni) pari a 1,75 mm.

In Tabella 2 vengono sintetizzati i calcoli relativi alla determinazione del momento plastico resistente.

Diametro	D =	1,20	[m]
Lunghezza infissa	L=	10,00	[m]
Spessore camicia nominale	s =	16,00	[mm]
Perdita di spessore per corrosione (VN = 50 anni)	t =	1,75	[mm]
Spessore camicia di calcolo	s <sub>calc</sub> =	0,01	[m]
Modulo di resistenza plastico	W <sub>pl</sub> =	0,02004	[m <sup>3</sup> ]
Tensione di snervamento caratteristica	f <sub>yk</sub> =	355,00	[MPa]
Coeff. di sicurezza acciaio	γ <sub>m</sub> =	1,05	[-]
Momento plastico resistente camicia	M <sub>Rd, pls</sub> =	6.774,2	[kNm]
Momento plastico resistente sezione c.a.	M <sub>Rd, pl c.a.</sub> =	1.700,0	[kNm]
Momento plastico resistente sezione c.a.+ camicia in acciaio	M <sub>Rd, pl</sub> =	8.474,2	[kNm]

Tabella 2 – Determinazione momento plastico resistente palo

I calcoli sono condotti considerando un numero di verticali indagate pari a due, per cui si ha:

$$\xi_3=1,65$$

$$\xi_4=1,55$$

Le due verticali presentano caratteristiche analoghe in termini di peso dell'unità di volume sommerso e di angolo di resistenza a taglio; per tutte le verticali di indagine si è ricavato quindi il medesimo valore di carico limite  $H_{lim}$  e di momento massimo  $M_{max}$ .

Il momento massimo di calcolo sul palo  $M_{max}$  nell'ipotesi di “palo corto” risulta essere maggiore del momento resistente della sezione, dunque il palo si comporterà come “palo lungo” e sarà caratterizzato da un meccanismo di rottura che prevede la formazione di una cerniera plastica alla profondità  $f$ .

*LOTTO C – Realizzazione delle opere marittime per la realizzazione della nuova strada esterna per il collegamento delle aree assegnate secondo protocollo di intesa del 28/12/2018*

	Verticale di indagine		
	Terreno omogeneo		
Peso dell'unità di volume sommerso	$\gamma'_{v1} =$	10,00	[kN/m <sup>3</sup> ]
Angolo di resistenza a taglio	$\phi'_{v1} =$	37,00	[°]
Coefficiente	$K_{a,v1} =$	0,25	[-]
Coefficiente	$K_{p,v1} =$	4,02	[-]

Momento massimo	$M_{max} =$	15.694	[kNm]
Momento plastico resistente	$M_{Rd,pl} =$	8474,2	[kNm]
Tipologia palo	$M_{max} > M_{Rd,pl}$ - PALO LUNGO		
Carico limite	$H_{lim} =$	651,91	[kN]
Profondità	$f =$	3,00	[m]

Tabella 3 – Determinazione momento massimo  $M_{max}$  e carico limite  $H_{lim}$

Combinando i valori del carico limite per ciascuna verticale di indagine come previsto dalle NTC2018, si è ricavato un carico limite orizzontale caratteristico pari a  $Q_{lim,h,k} = 395,1$  kN ed un carico limite di progetto pari a  $Q_{lim,h,d} = 303,9$  kN.

Il coefficiente di sicurezza risulta dunque pari a  $FS = 2,03$ , dunque le verifiche risultano soddisfatte.

Taglio di progetto	$V_d$ [kN]	150,0	[kN]
Momento di progetto	$M_d$	1650,0	[kNm]
Coefficienti di riduzione funzione del numero di verticali indagate	$\xi_3$	1,65	[-]
	$\xi_4$	1,55	[-]
Carico limite orizzontale caratteristico del palo	$Q_{lim,h,K}$	395,1	[kN]
Coeff. Resistenza totale	$\gamma_{t4}$	1,30	[-]
Carico limite orizzontale di progetto del palo	$Q_{lim,h,d}$	303,9	[kN]
Azione orizzontale di calcolo agente sul singolo palo	$H_{ed}$	150,0	[kN]
Coefficiente di Sicurezza a carico limite orizzontale	FS	2,03	[-]

Tabella 4 – Sintesi verifica a carico limite orizzontale

### 6.1.3 Calcolo degli spostamenti orizzontali del palo

Di seguito si riportano i valori degli spostamenti dei pali, valutati secondo i metodi classici della Geotecnica.

Lo studio del comportamento in esercizio di un palo verticale in gruppo, caricato alla sommità da una forza orizzontale  $H$  con eccentricità  $e$  e/o da una coppia ( $M = H e$ ) viene condotto schematizzando il terreno come un mezzo alla Winkler.

Indicando con  $y$  lo spostamento orizzontale di un generico punto del palo a profondità  $z$ , e con  $P$  la corrispondente reazione del terreno per unità di lunghezza del palo e ponendo  $P=pD$ , l'equazione del modello alla Winkler si scrive:

$$p = k_h y$$

dove  $k_h$  è il coefficiente di reazione orizzontale del terreno. Nel caso di terreni incoerenti  $k_h$  cresce linearmente con la profondità secondo l'espressione:

$$k_h = n_h \frac{z}{D}$$

Il coefficiente  $n_h$ , dipendente dallo stato di addensamento e dal rapporto tra l'interasse ed il diametro dei pali. In accordo alla *Tabella 5* per sabbie immerse è stato assunto un valore di  $n_h$  pari a  $9 \text{ N/cm}^3$ .

Stato di addensamento	Sciolto	Medio	Denso
Campo dei valori di A	100 ÷ 300	300 ÷ 1.000	1.000 ÷ 3.000
Valore consigliato di A	200	600	1.500
$n_h$ [ $\text{N/cm}^3$ ], sabbie non immerse	2,5	7,5	20
$n_h$ [ $\text{N/cm}^3$ ], sabbie immerse	1,5	5	12

*Tabella 5 - Valori orientativi di  $n_h$  e di A per terreni incoerenti (Viggiani 2000, Tabella 14.5)*

L'equazione differenziale della linea elastica del palo diventa:

$$E_p J \frac{d^4 y}{dz^4} + n_h z y = 0$$

Si tratta di un'equazione differenziale del quarto ordine a coefficienti variabili della quale non sono note soluzioni in forma analitica chiusa, per la sua risoluzione è quindi necessario fare ricorso a soluzioni numeriche.

La lunghezza caratteristica  $\lambda$  è pari a:

$$\lambda = \sqrt[5]{\frac{E_p J}{n_h}} = 3,21 \text{ m}$$

dove  $E_p = 30000$  MPa è il modulo elastico del palo,  $J = 0,102$  m<sup>4</sup> è il momento di inerzia del palo,  $nh$  è posto pari a 9000 kN/m<sup>3</sup>.

Facendo riferimento alla lunghezza utile di palo pari a 10,00 m si ottiene un rapporto  $L/\lambda = 3,12$ . Poiché risulta  $2 < L/\lambda < 4$ , lo spostamento orizzontale  $y$  e la rotazione  $\vartheta$  alla profondità  $z$  sono forniti quindi dalle seguenti espressioni:

$$y = A_y \frac{H\lambda^3}{E_p J} + B_y \frac{M\lambda^2}{E_p J}$$

$$\theta = A_\theta \frac{H\lambda^2}{E_p J} + B_\theta \frac{M\lambda}{E_p J}$$

dove  $A_y$ ,  $B_y$ ,  $A_\theta$  e  $B_\theta$  sono dei coefficienti adimensionali, che dipendono dalla profondità adimensionalizzata  $z/\lambda$  e dalla lunghezza adimensionalizzata  $L/\lambda$  (vedi Figura 25 e Figura 26).

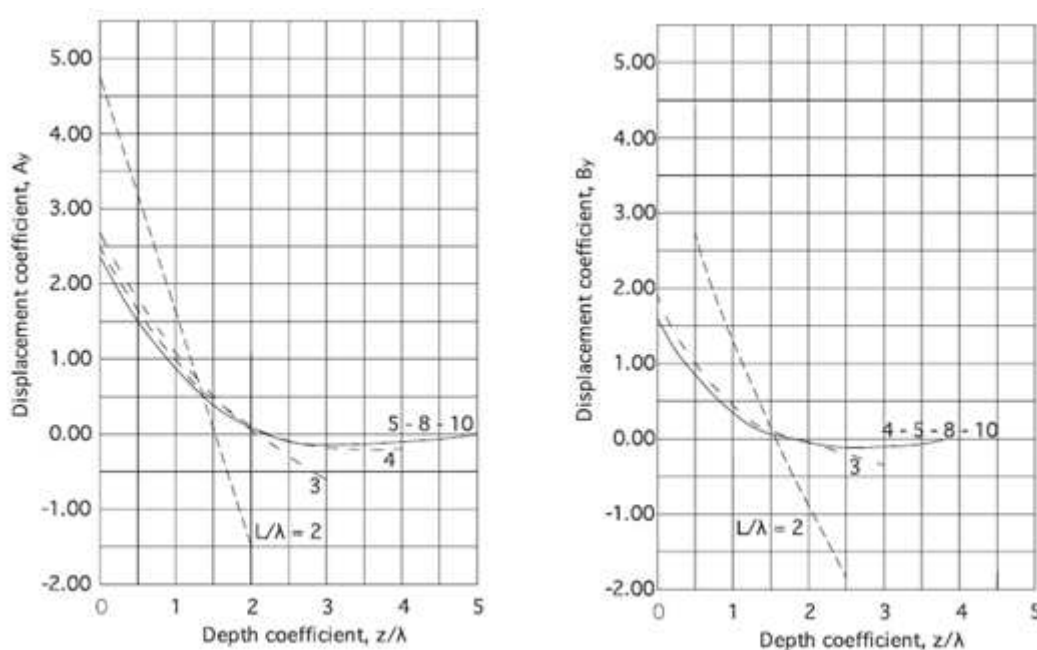


Figura 25 – Coefficienti adimensionali per il calcolo dello spostamento orizzontale

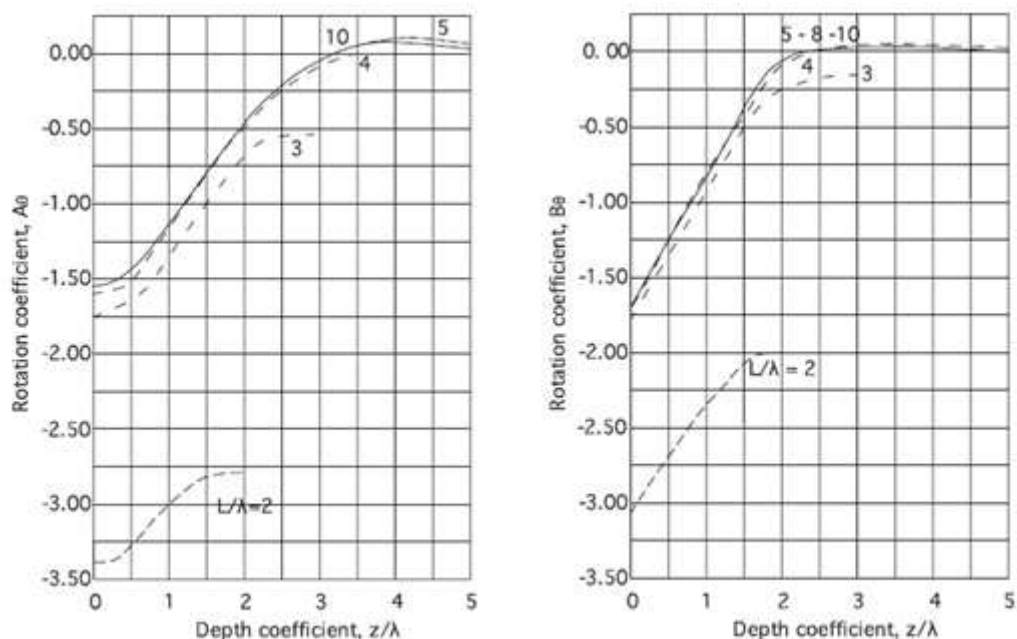


Figura 26 – Coefficienti adimensionali per il calcolo della rotazione

Di seguito, in Tabella 6 si riportano in maniera sintetica i calcoli relativi alla determinazione dello spostamento orizzontale in testa al palo e della rotazione. Come si evince dalla tabella, il palo sarà soggetto ad uno spostamento orizzontale di circa 10 mm e da una rotazione di 0,003 radianti, valori compatibili con i requisiti di funzionalità dell'opera.

Palo singolo	$n_h =$	9.000	[kN/m <sup>3</sup> ]
Modulo di Young	$E_p =$	30.000	[MPa]
Diametro del palo	$D =$	1,20	[m]
Momento di inerzia	$J =$	0,10	[m <sup>4</sup> ]
Lunghezza caratteristica	$\lambda =$	3,21	[m]
Lunghezza utile	$L =$	10,00	[m]
Lunghezza utile adimens.	$L/\lambda =$	3,12	[-]
Forza orizzontale	$H =$	100,00	[kN]
Momento flettente	$M =$	1.100,00	[kNm]
Coefficiente di spostamento	$A_y =$	3,00	[-]
Coefficiente di spostamento	$B_y =$	1,85	[-]
Coefficiente di rotazione	$A_{\vartheta} =$	-1,90	[-]
Coefficiente di rotazione	$B_{\vartheta} =$	-2,00	[-]
<b>Spostamento orizzontale</b>	<b><math>y_0 =</math></b>	<b>10,10</b>	<b>[mm]</b>
<b>Rotazione</b>	<b><math>\vartheta_0 =</math></b>	<b>-0,0030</b>	<b>[rad]</b>

Tabella 6 – Calcolo spostamento orizzontale in testa al palo e rotazione