

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. TECNOLOGIE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

**LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO**

TRAZIONE ELETTRICA
RELAZIONE DI CALCOLO – TRAVE MEC C17

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

NN1X 00 D 67 CL LC0000 003 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	Emissione definitiva	D. Pisa	01/2021	L. Surace	01/2021	M.D'Amico	01/2021	Antonio Presta	01/2021



File: NN1X.0.0.D.67.CL.LC.00.0.0.003.A

n. Elab.:

SOMMARIO

1.-. PREMESA E SCOPO DEL DOCUMENTO	4
2.-. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3.-. DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE.....	6
4.-. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	16
4.1.-. STRUTTURE METALLICHE.....	16
4.1.1.-. Profili e piastre	16
4.1.2.-. Tirafondi	16
4.1.3.-. Saldature.....	16
4.2.-. OPERE IN CALCESTRUZZO ARMATO	18
4.2.1.-. Strutture in fondazione	18
4.2.2.-. Acciaio per calcestruzzo armato.....	19
5.-. CARATTERISTICHE TERRENO DI FONDAZIONE	20
5.1.-. CATEGORIA DEL SOTTOSUOLO.....	20
6.-. MODELLO DI CALCOLO	21
6.1.-. CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI	21
6.2.-. AFFIDABILITÀ DEL SOFTWARE.....	21
6.3.-. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA	21
7.-. ANALISI DEI CARICHI	23
7.1.-. PESO PROPRIO ELEMENTI STRUTTURALI	23
7.2.-. SOVRACCARICHI PERMANENTI VERTICALI	23
7.2.1.-. Peso dei conduttori e della relativa pendenza	23
7.2.2.-. Azione del tirante a terra	24
7.3.-. SOVRACCARICHI PERMANENTI ORIZZONTALI	24
7.3.1.-. Azioni trasversali dovute ai tiri	24
7.4.-. SOVRACCARICHI VARIABILI	26
7.4.1.-. Variazione termica.....	26
7.4.2.-. Azione del ghiaccio/neve.....	26
7.4.3.-. Azione del vento.....	29
7.5.-. PRESSIONE AERODINAMICA	40
7.6.-. AZIONI ECCEZIONALI	44
7.7.-. AZIONE SISMICA.....	44
7.7.1.-. Zonazione sismica.....	45
7.7.2.-. Vita Nominale.....	45
7.7.3.-. Classe d'uso.....	46
7.7.4.-. Periodo di riferimento per l'azione sismica.....	46
7.7.5.-. Azioni di progetto	46
7.7.6.-. Spettro di progetto SLV	47
7.8.-. COMBINAZIONI DEI CARICHI.....	48
7.8.1.-. Approccio agli Stati Limite	50

7.8.2.-.. Condizioni di carico	52
7.8.3.-.. Combinazioni di carico di progetto.....	52
8.-.. RISULTATI DEL CALCOLO	58
9.-.. CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE	61
9.1.-.. VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO	61
9.1.1.-.. Strutture di fondazione in calcestruzzo armato	61
9.1.2.-.. Strutture in elevazione in acciaio	63
10.-.. CRITERI DI CALCOLO E VERIFICA GEOTECNICA.....	74
10.1.-.. VERIFICA A RIBALTAMENTO	74
10.2.-.. VERIFICA A SCORRIMENTO.....	75
10.3.-.. VERIFICA A CARICO LIMITE.....	75
11.-.. VERIFICA STRUTTURA METALLICA	78
11.1.-.. VERIFICHE DI RESISTENZA	78
11.2.-.. VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ.....	83
12.-.. ALLEGATI	85

1.-..PREMESSA E SCOPO DEL DOCUMENTO

Scopo della presente relazione è quello di calcolare e verificare la trave tralicciata tipo “MEC” in profilato di acciaio di lunghezza di 16,8 m sostenuta da due colonne del tipo LSU24b, da impiegare nell’ambito degli impianti TE della metropolitana di Salerno.

Il calcolo della trave e dei relativi sostegni è stato eseguito mediante l’utilizzo del programma di calcolo SAP2000 v22.1.0 distribuito da CSI Italia di comprovata validità.

Effettuato il calcolo, sono state riportate nella presente relazione le verifiche allo stato limite ultimo e allo stato limite d’esercizio, con i criteri di verifica dettagliati nei paragrafi relativi.

2.-..NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La determinazione dei carichi, il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche di resistenza vengono effettuati con i criteri della Scienza delle Costruzioni e con riferimento alle seguenti prescrizioni e norme:

- **Norma CEI - EN50119 Ed. 05/2010:** “Applicazioni ferroviarie, tranviarie, filoviarie e metropolitane. Impianti fissi – Linee aeree di contatto per la trazione elettrica”;
- **D.M. del 17.01.2018:** “Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»”;
- **C.M. del 21.01.2019, n.7:** “Istruzioni per l’esecuzione dell’«Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2018»”;
- **Norma UNI ENV 1993-1-1 (Eurocodice 3):** “Progettazione delle strutture di acciaio”;
- **Nuovo Capitolato Tecnico RFI ed. 2014** per l’esecuzione di lavori di rinnovo e adeguamento TE;
- **Istruzione Tecnica RFI DMAIMTE SP-IFS-006 A:** “Procedimento di calcolo di verifica dei pali della linea di contatto in stazione e di piena linea”;
- **Norma Tecnica RFI DTCSTS ENE SP-IFS-040 A:** “Fornitura di filo tondo e sagomato per le linee aeree di contatto”;
- **Norma Tecnica RFI TE 025:** “Fornitura di corde di rame e lega di rame per le linee aeree di contatto”;
- **Norma Tecnica RFI TE 118:** “Costruzione delle condutture di contatto e di alimentazione a corrente continua a 3 Kv”;
- **Dis. RFI E66013d:** “Pali tipo LSU attrezzati”;
- **Standard costruttivi RFI** per le linee di trazione elettrica;
- **Dis. RFI E64864c:** “Tabella impiego pali LSU e blocchi di fondazione di piena linea”;
- **RFI DTC SI MA-IFS-001 A:** “Manuale di Progettazione delle Opere Civili”;
- **RFI DTC SI SP-IFS-001 B:** “Capitolato generale tecnico di Appalto delle opere civili”.

3.-..DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE

Come descritto in premessa, l'opera è costituita da una trave tipo "MEC" di lunghezza 16,80m (trave tipo C-17), sostenuta da pali LSU24b (disegni costruttivi in Figura 9, Figura 10 e Figura 11), due per ciascun lato, fondati uno sul muro di confine e l'altro su plinto (vedi Figura 3) da standard RFI.

La trave MEC è del tipo reticolare spaziale a sezione rettangolare di dimensioni 1000x750 mm, realizzata mediante l'utilizzo di tre tronchi di trave (vedi schema assemblaggio Figura 6), con lunghezza delle travi esterne pari a 8750 mm (Figura 5) e della trave interna pari a 4990 mm (Figura 7), assemblati in opera.

I correnti inferiori e superiori dei tre tronchi di trave sono costituiti da angolari L100x100x12, mentre la tralicciatura verticale è realizzata mediante angolari L50x50x5 saldati ai correnti in modo da formare dei piani rigidi verticali, e la tralicciatura orizzontale è realizzata mediante angolari L45x45x4.5, bullonati ai correnti superiori e inferiori. I sostegni della trave MEC sono costituiti da pali 2xLSU24b, accoppiati tramite tralicciatura costituita da angolari L70x70x6.

In Figura 1 e Figura 2 la vista, rispettivamente, estrusa ed unifilare del modello realizzato con il software di calcolo strutturale SAP2000.

Di seguito si riportano le viste rappresentative del portale.

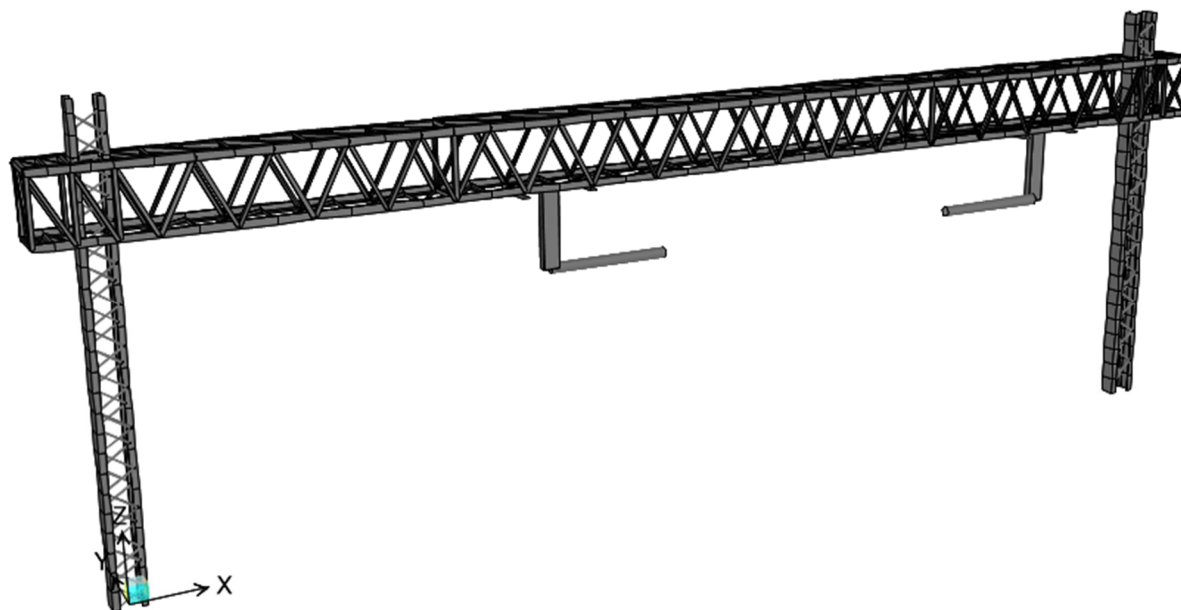


Figura 1

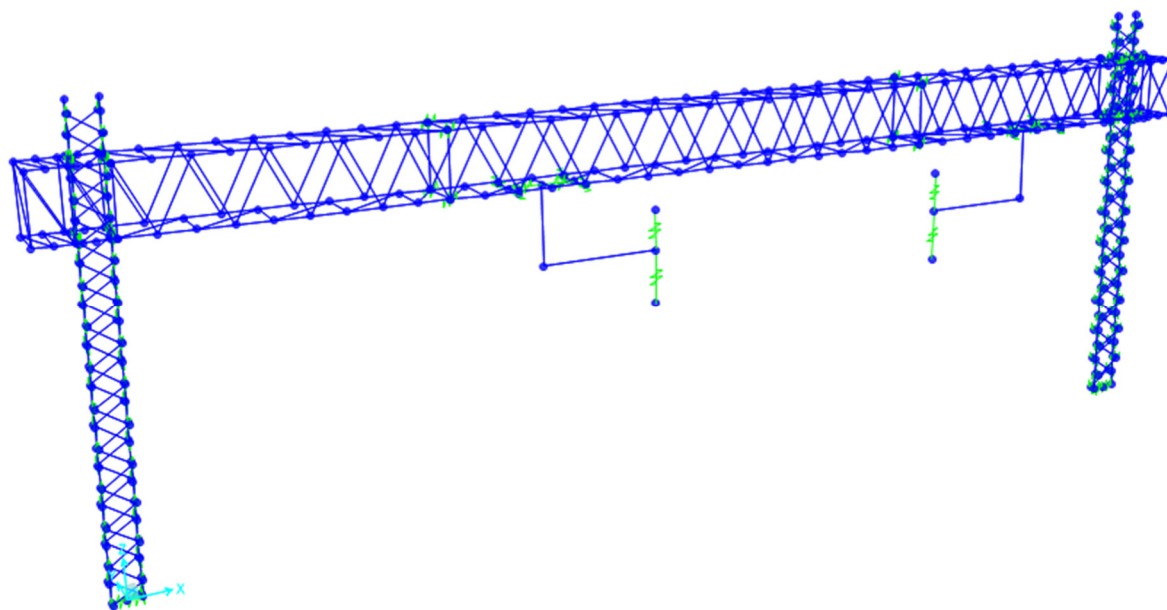


Figura 2

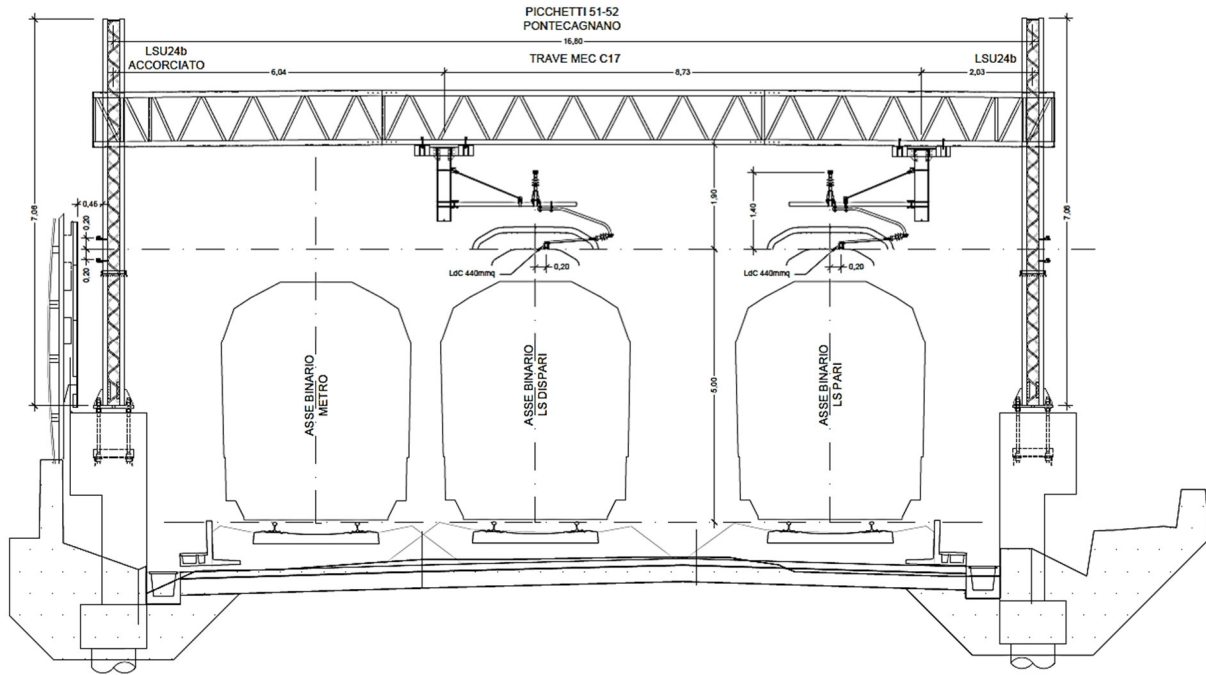


Figura 3

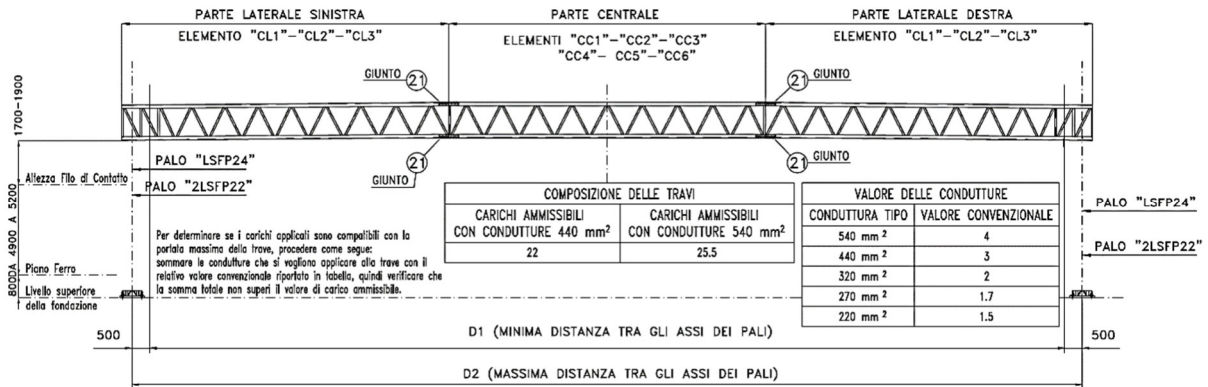
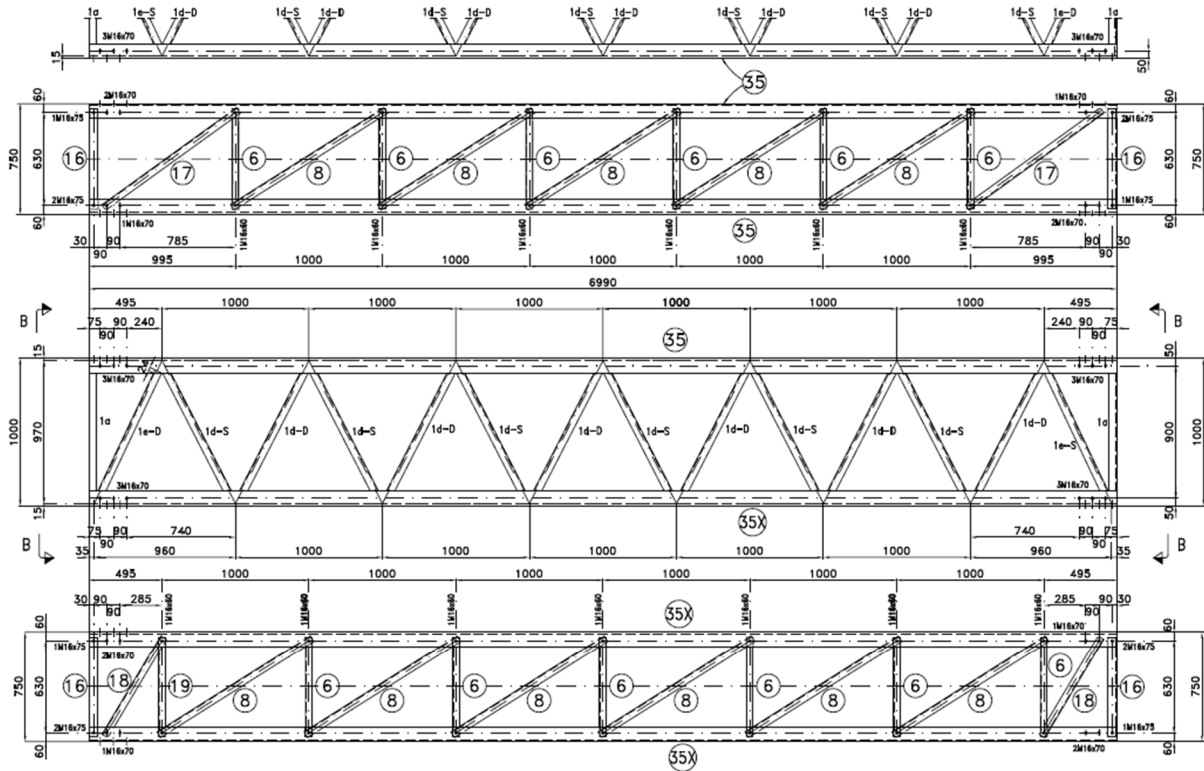


Figura 4



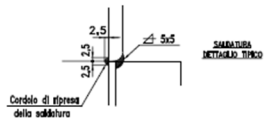
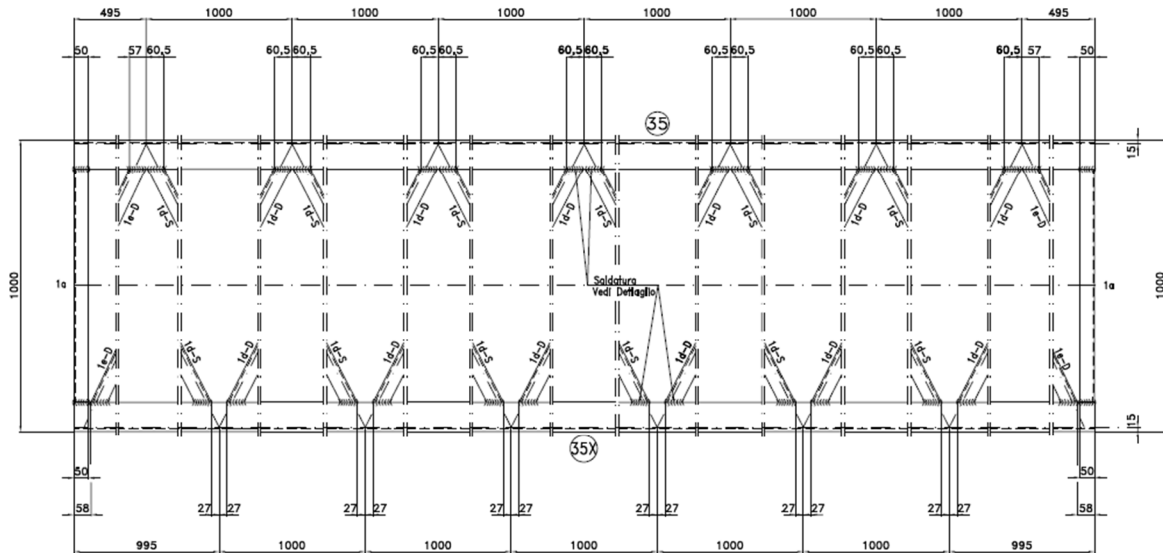
ELEMENTO CC3

✦ FORI \varnothing 17,5 PER BULLONI M16

Figura 5

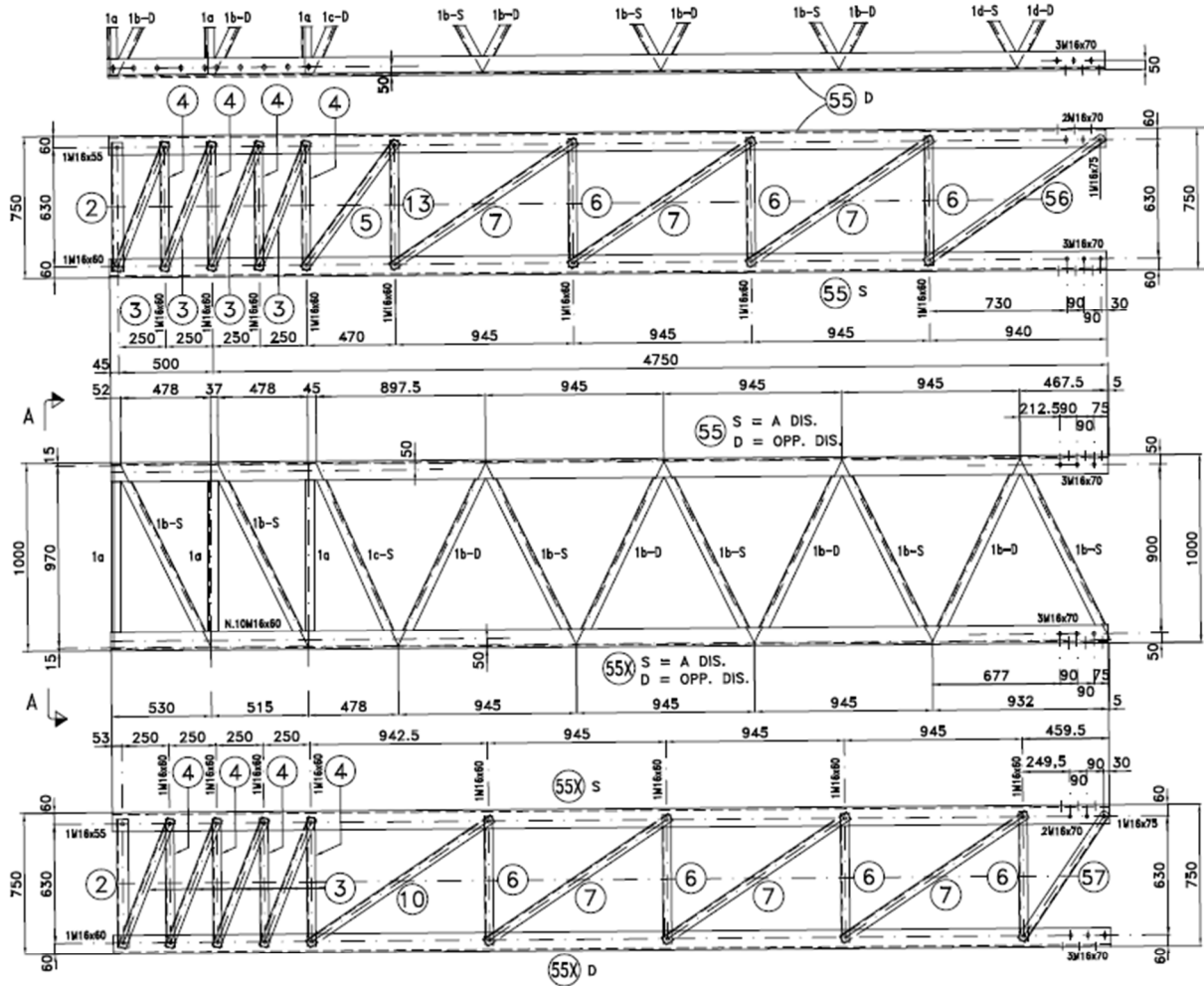
ELEMENTO CC3

SCHEMA DI ASSEMBLAGGIO (SENZA MONTA) DELLE FIANCATE SALDATE



SCHEMA DI ASSEMBLAGGIO DELLA FIANCATA SALDATA (A DISEGNO)

Figura 6



ELEMENTO CL3

Φ FORI ø 17,5 PER BULLONI M16

Figura 7

ELEMENTO CL3

SCHEMA DI ASSEMBLAGGIO (CON MONTA) DELLE FIANCATE SALDATE

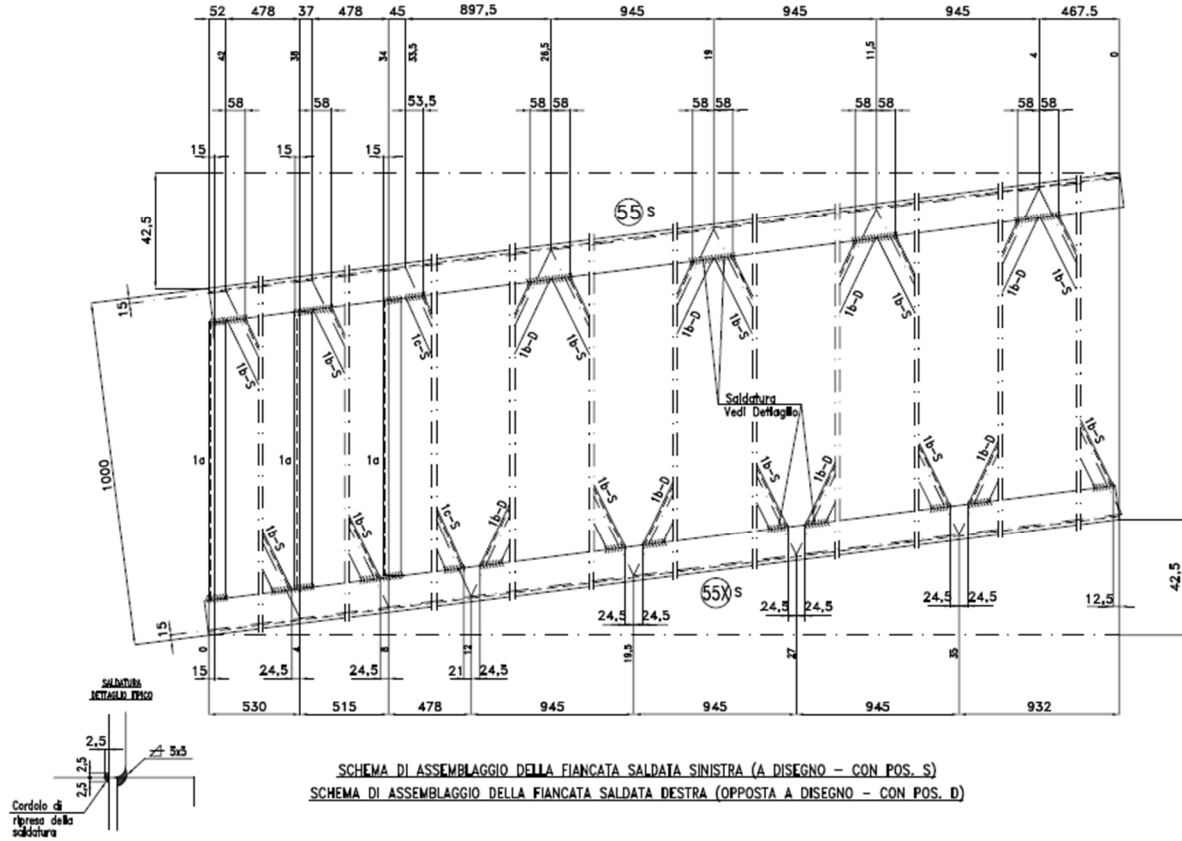
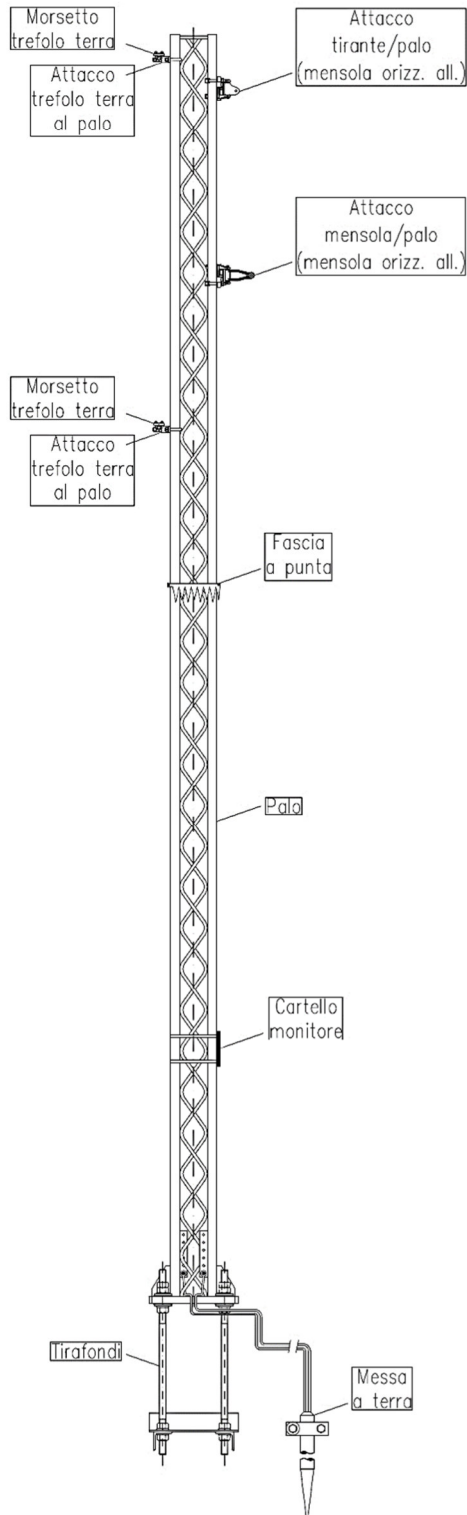


Figura 8

PALO ATTREZZATO TIPO LSU

ATTREZZAGGIO TIPOLOGICO PALO TIPO LSU
CON PREDISPOSIZIONE PER MENSOLA
ORIZZONTALE IN ALLUMINIO



ATTREZZAGGIO TIPOLOGICO PALO TIPO LSU
CON PREDISPOSIZIONE PER MENSOLA
ORIZZONTALE IN ACCIAIO

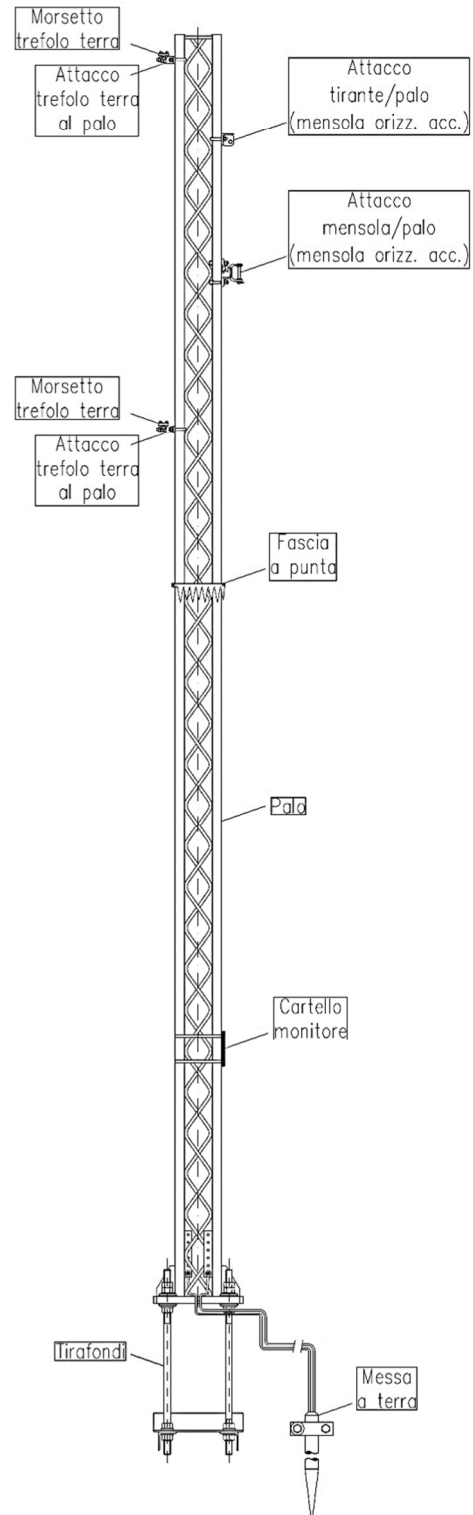


Figura 9

PALO TIPO LSU24

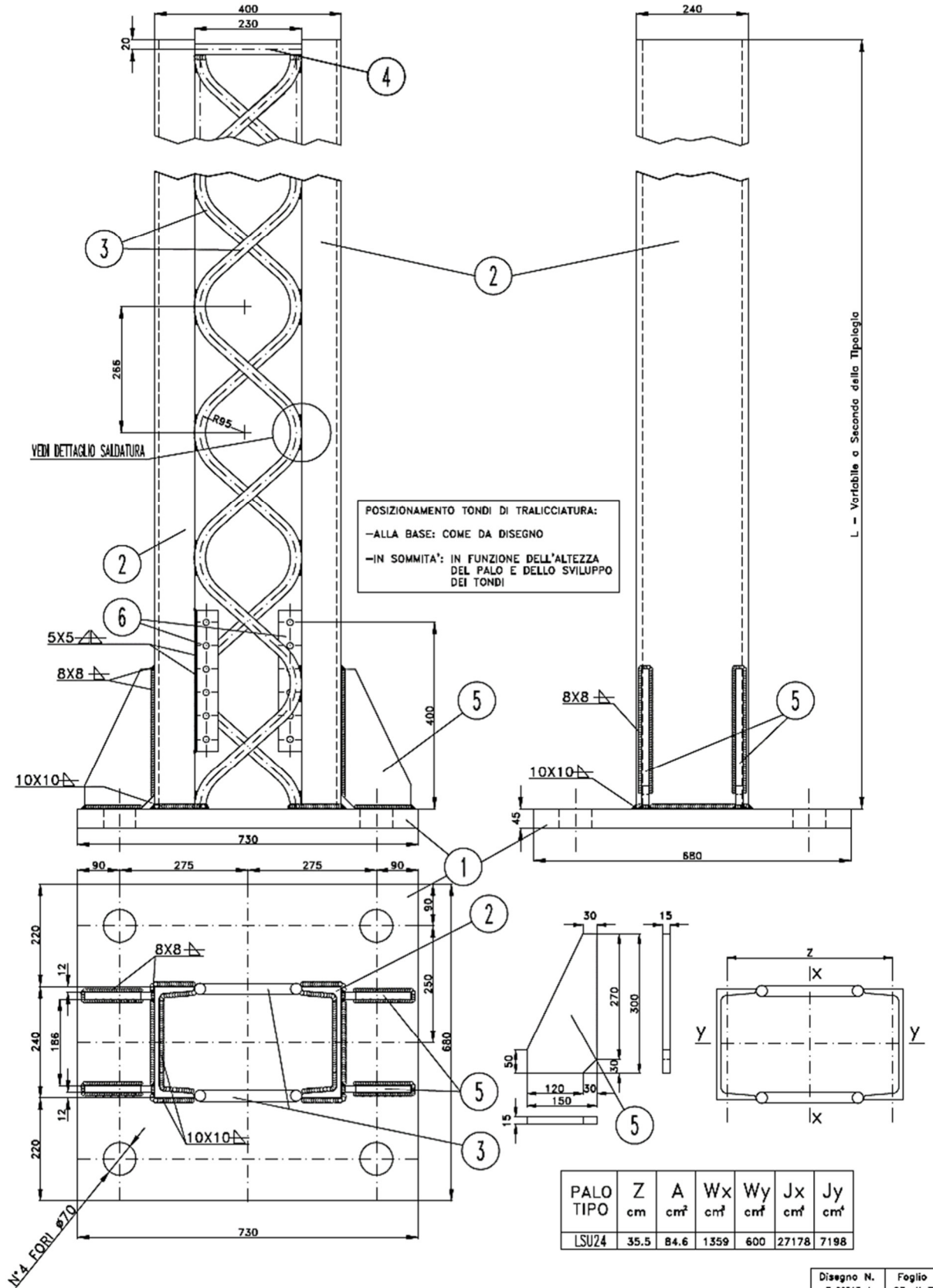


Figura 10

DETTAGLI COSTRUTTIVI PER PALO TIPO LSU24

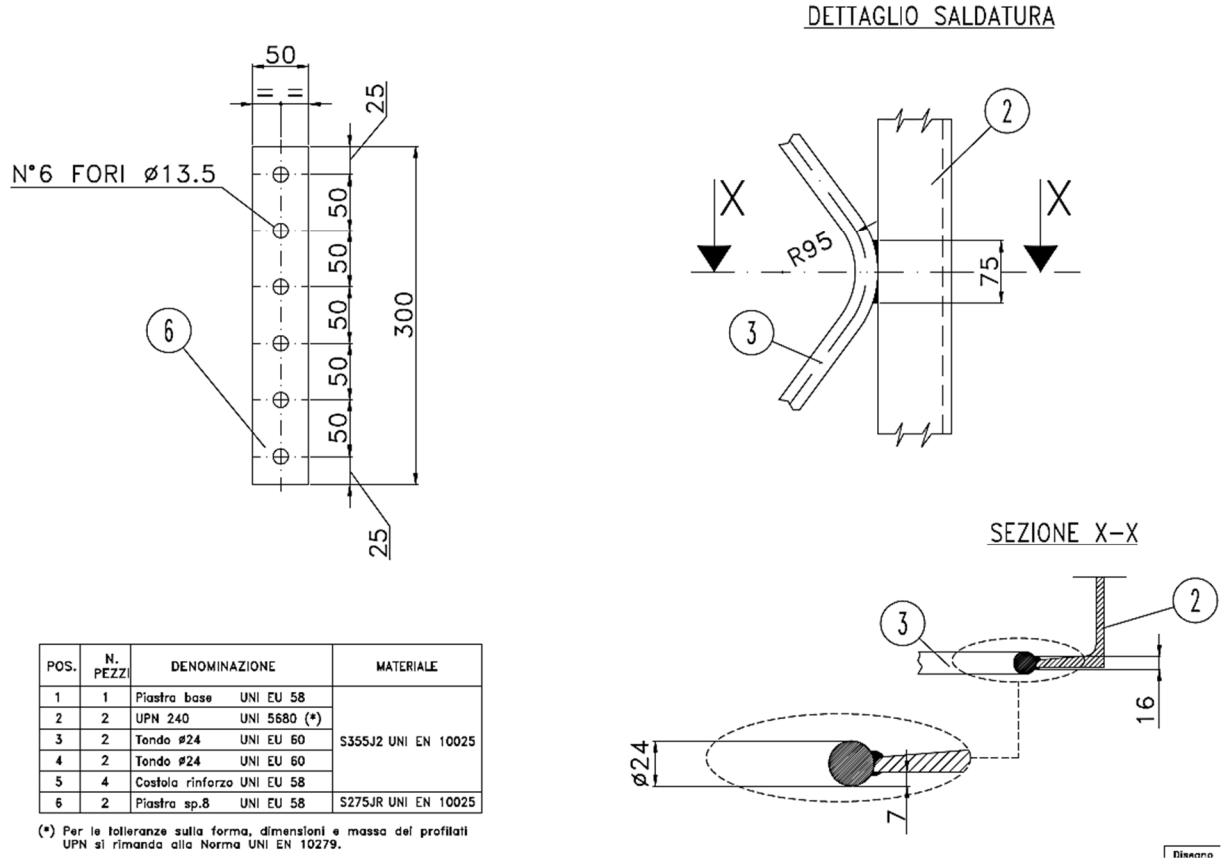


Figura 11

4.-..CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

È previsto l'utilizzo dei seguenti materiali dei quali di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche:

4.1.-..STRUTTURE METALLICHE

4.1.1.-..Profili e piastre

Si fa riferimento alle normative UNI EN 10025-2.

Profilati laminati a caldo	UNI EN 10025 S 355 J2:
Modulo Elastico	E= 210000 MPa
Tensione di snervamento	f_{yk} = 355 MPa
Tensione di rottura	f_{tk} = 510 MPa
Peso Specifico	γ = 78,5 kN/m ³
Piastrame	UNI EN 10025 S 355 J2:
Modulo Elastico	E= 210000 MPa
Tensione di snervamento	f_{yk} = 355 MPa
Tensione di rottura	f_{tk} = 510 MPa
Peso Specifico	γ = 78,5 kN/m ³
Coefficiente di sicurezza	γ_{M0} = 1,05 (Res. Sezione)
Coefficiente di sicurezza	γ_{M0} = 1,05 (Instabilità)
Coefficiente di sicurezza	γ_{M2} = 1,25 (Res. Sezione Forata)

4.1.2.-..Tirafondi

Tondi in acciaio	UNI EN 10025 S 355 J2:
Modulo Elastico	E= 210000 MPa
Tensione di snervamento	f_{yk} = 355 MPa
Tensione di rottura	f_{tk} = 510 MPa
Peso Specifico	γ = 78,5 kN/m ³

4.1.3.-..Saldature

La saldatura è un procedimento che permette il collegamento di parti solide tra loro e che realizza la continuità del materiale ove essa venga applicata. La caratteristica principale è quella di creare strutture monolitiche cioè strutture che non presentano discontinuità.

I procedimenti di saldatura e i materiali di apporto devono essere conformi ai requisiti stabiliti dalla normativa vigente. La saldatura degli acciai dovrà avvenire con uno dei procedimenti all'arco elettrico codificati secondo la norma UNI EN ISO 4063:2001. È ammesso l'uso di procedimenti diversi purché sostenuti da adeguata documentazione teorica e sperimentale. Tutti i procedimenti di saldatura dovranno essere qualificati secondo la norma UNI EN ISO 15614-1:2005. Le saldature saranno sottoposte a controlli non distruttivi finali per accertare la corrispondenza ai livelli di qualità stabiliti dal progettista sulla base delle norme applicate per la progettazione.

L'entità ed il tipo di tali controlli, distruttivi e non distruttivi, in aggiunta a quello visivo al 100%, saranno definiti dal Collaudatore e dal Direttore dei Lavori; per i cordoni ad angolo o giunti a parziale penetrazione si useranno metodi di superficie (ad es. liquidi penetranti o polveri magnetiche), mentre per i giunti a piena penetrazione, oltre a quanto sopra previsto, si useranno metodi volumetrici e cioè raggi X o gamma o ultrasuoni per i giunti testa a testa e solo ultrasuoni per i giunti a T a piena penetrazione.

Per l'omologazione degli elettrodi da impiegare nella saldatura ad arco può farsi utile riferimento alla norme UNI 5132:1974.

Per gli altri procedimenti di saldatura devono essere impiegati i fili, flussi o gas di cui alle prove di qualifica del procedimento.

Le caratteristiche dei materiali di apporto (tensione di snervamento, tensione di rottura, allungamento a rottura e resilienza) devono, salvo casi particolari precisati dal progettista, essere equivalenti o migliori delle corrispondenti caratteristiche delle parti collegate. Sono richieste caratteristiche di duttilità, snervamento, resistenza e tenacità in zona fusa e in zona termica alterata non inferiori a quelle del materiale base.

Le unioni saldate possono essere a piena penetrazione, a parziale penetrazione, ed unioni realizzate con cordoni d'angolo.

➤ *Unioni con saldature a piena penetrazione*

I collegamenti testa a testa, a T e a croce a piena penetrazione sono generalmente realizzati con materiali d'apporto aventi resistenza uguale o maggiore a quella degli elementi collegati. Pertanto, la resistenza di calcolo dei collegamenti a piena penetrazione si assume eguale alla resistenza di progetto del più debole tra gli elementi connessi. Una saldatura a piena penetrazione è caratterizzata dalla piena fusione del metallo di base attraverso tutto lo spessore dell'elemento da unire con il materiale di apporto.

➤ *Unioni con saldature a parziale penetrazione*

I collegamenti testa a testa, a T e a croce a parziale penetrazione vengono verificati con gli stessi criteri dei cordoni d'angolo. L'altezza di gola dei cordoni d'angolo da utilizzare nelle verifiche è quella teorica, corrispondente alla preparazione adottata e specificata nei disegni di progetto, senza tenere conto della penetrazione e del sovrametallo di saldatura, in conformità con la norma UNI EN ISO 9692-1:2005.

NB: Le saldature vanno intese ad arco con elettrodi rivestiti. Gli elettrodi impiegati dovranno essere del tipo omologato secondo le norme UNI 5132. Essendo il tipo di acciaio peggiore utilizzato S355 e lo spessore della lamiera minore di 30 mm si adotteranno elettrodi di tipo E44 di classi di qualità 2, 3 o 4.

4.2.-..OPERE IN CALCESTRUZZO ARMATO

Per i calcestruzzi si fa riferimento alle normative UNI EN 206-1 (Specificazione, prestazione, produzione e conformità) e UNI 11104 (Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1).

4.2.1.-..Strutture in fondazione

Classe di resistenza	C25/30 (R_{ck} 300)
Classe di esposizione	XC2
Classe di consistenza slump	S4
Contenuto minimo di cemento	300 kg/mc
Rapporto A/C	≤ 0,60
Aggregato	Conforme a UNI EN 12620
Massima dimensione aggregato	25 mm
Copriferro minimo	40 mm
Acqua	Conforme a UNI EN 1008
Cemento	CEM II/A-LL 42.5 R (Conforme a UNI-EN-197/1)
Resistenza Caratteristica Cubica	R_{ck} = 30 MPa
Resistenza Caratteristica Cilindrica	f_{ck} = 25 MPa
Resistenza Caratteristica Cilindrica media	f_{cm} = $f_{ck}+8$ = 33 MPa
Resistenza media a trazione semplice	f_{ctm} = $0.3f_{ck}^{2/3}$ = 2,56 MPa
Resistenza media a trazione per flessione	f_{ctfm} = $1.2f_{ctm}$ = 3,08 MPa
Resistenza media a trazione semplice (5%)	f_{ctk} = $0.7f_{ctm}$ = 1,79 MPa
Resistenza media a trazione semplice (95%)	f_{ctk} = $1.3f_{ctm}$ = 3,33 MPa
Modulo Elastico	E_{cm} = $22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3}$ = 31476 MPa
Coefficiente di Poisson	ν = 0.1

Coefficiente di espansione termica lineare	$\alpha = 10 \times 10^{-6}$ per °C ⁻¹
Peso Specifico	$\gamma_{cls} = 25,0$ kN/m ³
Coefficiente di sicurezza allo SLU	$\gamma_c = 1,5$
Resistenza di calcolo a compressione SLU	$f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 14,17$ MPa
Resistenza di calcolo a traz. semplice SLU	$f_{ctd} = 0,7 \cdot f_{ctk} / \gamma_c = 1,20$ MPa
Coefficiente di sicurezza allo SLE	$\gamma_c = 1,0$
Combinazione RARA	$\sigma_{c,adm} = 0,60 \cdot f_{ck} = 15,00$ MPa
Combinazione QP	$\sigma_{c,adm} = 0,45 \cdot f_{ck} = 11,25$ MPa

4.2.2.-.Acciaio per calcestruzzo armato

Acciaio per calcestruzzo armato tipo B 450 C secondo DM 17.01.2018 avente le seguenti caratteristiche:

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450$ MPa
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540$ MPa
Modulo Elastico	$E_s = 206000$ MPa
Rapporto	$1,15 \leq (f_t / f_y)_k < 1,35$ (frattile 10%)
Rapporto	$(f_y / f_{y,nom})_k \leq 1,25$ (frattile 10%)
Allungamento	$(A_{gt})_k \geq 7,5\%$ (frattile 10%)
Coefficiente di sicurezza allo SLU	$\gamma_s = 1,15$
Resistenza di calcolo SLU	$f_{yd} = f_{y,k} / \gamma_s = 391,3$ MPa
Tensione di calcolo SLE	$\sigma_{s,adm} = 0,80 \cdot f_{yk} = 360$ MPa

La rispondenza dei materiali ai requisiti richiesti sarà valutata mediante le prescritte prove di accettazione.

5.-..CARATTERISTICHE TERRENO DI FONDAZIONE

Con riferimento a standard RFI, è possibile assumere i seguenti parametri geotecnici:

- φ_k (angolo di attrito interno) = 38°
- C_k (coesione) = 0 kPa
- γ (peso di volume) = 20,0 kN/m³

5.1.-..CATEGORIA DEL SOTTOSUOLO

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, deve essere valutata l'influenza delle condizioni litologiche locali, per questo motivo, è stata determinata la categoria di suolo di fondazione peggiore in accordo con il D.M.17/01/2018.

Di conseguenza, è stato assunto un terreno classificato come **categoria C**: Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).

6.-..MODELLO DI CALCOLO

6.1.-..CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI

Per il calcolo delle sollecitazioni gravanti sugli elementi strutturali si è fatto ricorso al codice di calcolo FEM SAP2000 V22.0.0 Plus (di seguito SAP2000) della Csi Berkeley, distribuito in Italia dalla Csi Italia Srl. Dato il semplice schema statico di tale struttura, si è proceduto anche ad un calcolo manuale approssimato delle azioni sugli elementi principali, verificandone in modo autonomo la consistenza dei risultati del più sofisticato metodo computazionale FEM.

6.2.-..AFFIDABILITÀ DEL SOFTWARE

La documentazione fornita a corredo dei 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, per i quali sono forniti i file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

6.3.-..MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Con riferimento al modello di calcolo, al fine della determinazione delle sollecitazioni si è fatto ricorso al codice di calcolo SAP2000 v22.1.0.

Per la modellazione della struttura è stato realizzato un modello, nel quale viene considerata la struttura in elevazione incastrata alla base. Tra la trave ed i pali tralicciati sono stati ipotizzati dei vincoli puntuali, di fatto cerniere, che nel complesso realizzano un vero e proprio incastro; tale tipo di collegamento risulta molto aderente alla realtà.

La modellazione di tutte le membrature metalliche è stata effettuata mediante degli elementi "frame", inseriti nella loro esatta posizione.

Il calcolo delle sollecitazioni indotte dai carichi verticali e dalle azioni orizzontali è stato quindi impostato in ottemperanza delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM del 17-01-18 e successive integrazioni, tenendo sempre presenti le Normative CEI-EN50119, CEI-EN50341 e CEI-EN50423 nonché della Istruzione Tecnica RFI DMAIMTE SP-IFS-006 A.

Le caratteristiche di sollecitazione prodotte nella struttura dai carichi verticali e orizzontali sono state determinate mediante un'analisi elastica lineare.

Il calcolo è stato quindi sviluppato sia allo stato limite di esercizio che allo stato limite ultimo, elaborando le combinazioni dettate dalla normativa sia per i carichi verticali che orizzontali.

Di seguito si riporta l'unifilare del modello di calcolo realizzato.

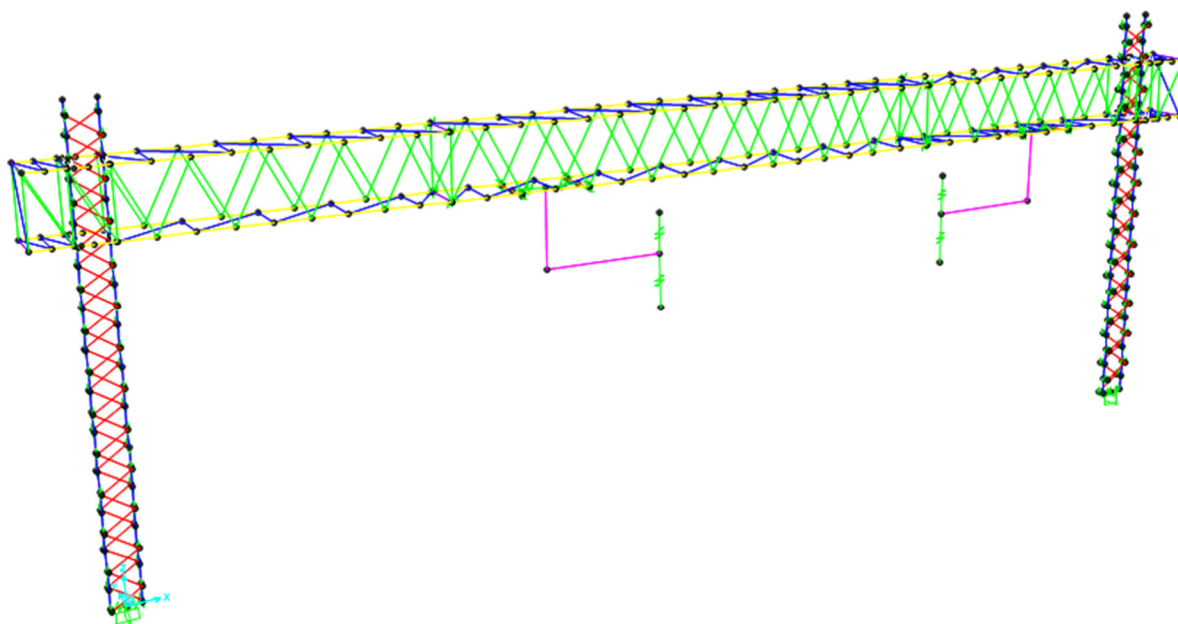


Figura 12 - 3D unifilare

7.-..ANALISI DEI CARICHI

In quanto segue si riporta l'analisi dei carichi agenti sulle strutture in oggetto, tale analisi è svolta per determinare i valori da inserire sullo schema di calcolo del modello. Alcuni carichi sono determinati in maniera automatica dal programma di analisi, altri sono inseriti manualmente.

Si fa presente quanto segue:

Condizioni di carico (CEI EN 50119)

- A: Temperatura ambiente minima $T = -20^{\circ}\text{C}$ in assenza di altre azioni climatiche;
- B: Temperatura ambiente minima $T = -5^{\circ}\text{C}$ con azione combinata di vento e ghiaccio;
- C: Temperatura ambiente minima $T = +5^{\circ}\text{C}$ con azione del solo vento.

7.1.-..PESO PROPRIO ELEMENTI STRUTTURALI

I pesi dei materiali utilizzati per le strutture portanti sono conformi alle NTC 2018.

Si sono pertanto considerati i seguenti pesi specifici:

- membrature in acciaio (G1) 7850 daN/m³

Detti carichi sono determinati automaticamente dal software di calcolo.

- Per le strutture in calcestruzzo armato è stato assunto (G1) 2500 daN/m³

7.2.-..SOVRACCARICHI PERMANENTI VERTICALI

7.2.1.-..Peso dei conduttori e della relativa pendinatura

Tali carichi sono costituiti dalle forze dovute al peso dei conduttori in sospensione con relativa pendinatura, al peso del cavo in fibra ottica ed al peso dei conduttori del circuito di terra.

Considerando la campata media tra quella immediatamente precedente ed immediatamente successiva al sostegno in oggetto i carichi a metro lineare, in accordo con le normative sopracitate e con gli standard RFI, i carichi a metro lineare risultano:

* Peso 1 corda portante (N_{LC}):	1,070 daN/m
* Peso 1 filo di contatto (N_{LC}):	0,916 daN/m
* Peso 1 conduttore TACSR ($N_{CT1,2}$):	0,468 daN/m
* Peso pendinatura (N_{LC}):	0,200 daN/m
* Peso cavo fibra ottica (N_{FO}):	0,220 daN/m

7.2.2.-..Azione del tirante a terra

Per i pali di ormeggio deve essere considerata anche la componente verticale che agisce in asse al sostegno, dovuta al tiro dei conduttori (o stralli) ormeggiati generata dalla presenza del tirante a terra.

Tale azione risulta funzione della totale dei tiri applicati ai conduttori ormeggiati e dell'angolo che forma il tirante a terra α , e risulta:

$$N_{TT} = \sum T_{om} \cdot tg(\alpha)$$

7.3.-..SOVRACCARICHI PERMANENTI ORIZZONTALI

7.3.1.-..Azioni trasversali dovute ai tiri

I tiri a cui sono soggetti fili, corde e conduttori, per effetto della poligonazione degli stessi in rettilineo o in curva, generano azioni orizzontali sul sostegno che sono stati valutati, in accordo con le normative di riferimento, con le seguenti relazioni valide per l'i-esimo conduttore:

$$H_{CURV,i} = n_i \cdot T_i \cdot \left(\frac{C_1}{2 \cdot R} + \frac{C_2}{2 \cdot R} \right) \quad \text{Azione in curva}$$

$$H_{POL,i} = n_i \cdot T_i \cdot \left[\frac{(Dp - Dp_1)}{C_1} + \frac{(Dp - Dp_2)}{C_2} \right] \quad \text{Azione in rettilineo}$$

$$H_{VER,i} = \frac{n_i T_i a}{C_m} \quad \text{Azione di vertice}$$

Per i conduttori regolati il tiro risulta costante al variare delle condizioni climatiche, mentre per i conduttori fissi il tiro risulta funzione della temperatura minima di esercizio e della lunghezza di campata (con proporzionalità inversa rispetto a quest'ultima). I tiri nominali, relativi alla temperatura di +15°, risultano:

* Tiro corda portante ($H_{i,CP}$):	1125 daN
* Tiro filo di contatto ($H_{i,FC}$):	1000 daN
* Tiro conduttore TACSR ($H_{i,CT1,2}$):	350 daN
* Tiro fibra ottica ($H_{i,FO}$):	500 daN

Relativamente alle condizioni di temperatura limite considerate nei calcoli l'azione trasversale dovuta al vertice formato dalle corde di terra sul palo in oggetto risulta:

* ($H_{i,CT1,2}$ – COND. A):	62,88 daN
* ($H_{i,CT1,2}$ – COND. B):	46,40 daN
* ($H_{i,CT1,2}$ – COND. C):	35,53 daN

Mentre, a causa della poligonazione della Ldc, la componente trasversale dovuta al tiro dei conduttori risulta:

$$\ast(H_{POL, FC}): \quad 28,57 \text{ daN}$$

Questa ultima non è influenzata dalle condizioni climatiche in quanto il sistema è di tipo regolato.

Di seguito si riporta lo schema dei carichi descritti applicati al modello di calcolo realizzato.

Joint Loads (G2: C.P.N.S.) (As Defined)

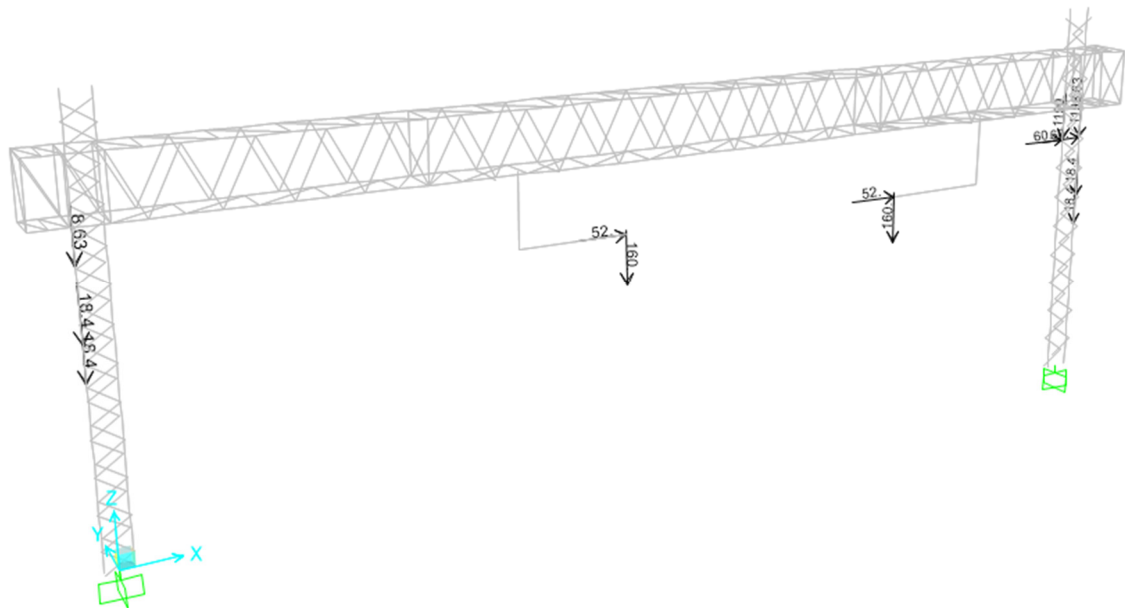


Figura 13 - Joint Loads G2

7.4.-...SOVRACCARICHI VARIABILI

Tra le azioni variabili rientrano sicuramente le azioni del ghiaccio, che viene considerato come sovraccarico verticale agente sui conduttori, e le azioni del vento, che viene considerato sia agente in direzione longitudinale (parallelo ai binari) che trasversale (ortogonale ai binari).

Di seguito si riportano i riferimenti normativi che hanno condotto al calcolo dei carichi da inserire nel modello di calcolo realizzato.

7.4.1.-..Variazione termica

Trattandosi di una struttura complessivamente isostatica si è considerato trascurabile l'influenza della temperatura sulle tensioni, inoltre il particolare tipo di collegamento previsto all'attacco trave-pali, consente le deformazioni termiche della trave stessa, non comportando un aggravio di sollecitazione sui due pali.

7.4.2.-..Azione del ghiaccio/neve

Dal paragrafo 6.2.5 della normativa CEI EN 50119 risulta:

“I carichi del ghiaccio si determinano per accumulo dovuto a brina, deposito di neve/ghiaccio e neve bagnata sui conduttori delle linee aeree di contatto. I carichi caratteristici del ghiaccio g_{IK} dipendono dal clima e dalle condizioni locali, per es. dall'altitudine, dalla vicinanza di laghi e dall'esposizione al vento. Le definizioni per i carichi del ghiaccio sono date nella EN 50125-2. I carichi dovuti al ghiaccio devono essere fissati nella specifica dell'acquirente.

Qualora richiesto nella specifica dell'acquirente, deve essere considerato l'effetto del ghiaccio sulle strutture”.

Di conseguenza, prendendo in considerazione il paragrafo della norma CEI EN 50125-2, risulta:

“Ove applicabile il carico della neve e del ghiaccio deve essere considerato fino a +5° C.

I carichi del ghiaccio sui conduttori dovrebbero essere specificati come indicato nella Tabella 4.

Classe Class	Carico del ghiaccio Iceload N/m
I 0 (nessun ghiaccio_ no ice)	0
I 1 (bassa_low)	3,5
I 2 (medio_medium)	7
I 3 (pesante_heavy)	15

Questi valori sono validi per conduttori con diametro usuale tra 10 mm e 20 mm”.

Considerando quindi, una classe media (I2), il carico a metro lineare del ghiaccio sui conduttori sarà

* Carico su 1 corda portante (N _{ICECP}):	0,70 daN/m
* Carico su 1 filo di contatto (N _{ICEFC}):	0,70 daN/m
* Carico su 1 TACSR (N _{ICECT1,2}):	0,70 daN/m
* Cavo fibra ottica (N _{ICEFO}):	0,70 daN/m

Per l'analisi delle azioni da neve sulle strutture, ci si riferisce al paragrafo 3.4 del D.M. LL.PP. 17/01/2018: "Norme Tecniche per le Costruzioni", in quanto non si ritrovano riferimenti validi nella norma CEI EN 50119.

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \times q_{sk} \times C_E \times C_t$$

dove:

- q_s è il carico neve sulla copertura;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;
- q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²], fornito al successivo per un periodo di ritorno di 50 anni;
- C_E è il coefficiente di esposizione;
- C_t è il coefficiente termico.

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

In accordo con il §3.4.2 delle NTC18, i valori caratteristici minimi del carico della neve al suolo sono suddivise per zone. Nel caso in esame è stata considerata la provincia **Salerno**, appartenente alla **Zona III** per cui:

$$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Essendo, nel caso in oggetto, $a_s \approx 00.0$ m s.l.m., si ha:

$$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2$$

In accordo con il §3.4.4 delle NTC18, il coefficiente di esposizione C_E può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori consigliati del coefficiente di esposizione per diverse classi di topografia sono forniti in Tab. 3.4.I. del D.M. 17/01/2018 di seguito riportata.

Tab. 3.4.I – Valori di C_E per diverse classi di esposizione

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Per cui nel caso in esame, essendo la classe di topografia normale si assumerà **$C_E=1$**

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. In accordo col §3.4.5 delle NTC18 "in assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato" **$C_t=1$** .

In generale verranno usati i coefficienti di forma per il carico neve contenuti nel presente paragrafo, dove vengono indicati i relativi valori nominali essendo α , espresso in gradi sessagesimali, l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale. I valori del coefficiente di forma μ_1 , riportati in Tab. 3.4.II si riferiscono alle coperture ad una o due falde.

Tab. 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Per cui nel nostro caso essendo $\alpha=0^\circ$ si ha **$\mu_1=0,8$** .

Per cui il carico neve sulla copertura q_s sostituendo i valori precedentemente ricavati vale:

$$q_s = \mu_i \times q_{sk} \times C_E \times C_t = 0,8 \times 0,60 \times 1,0 \times 1,0 = 0,48 \text{ kN/m}^2 = \mathbf{48,0 \text{ daN/m}^2}$$

La copertura in esame risulta però di tipo reticolare, di conseguenza si dovrà calcolare la superficie netta sulla quale va ad incidere la neve, sia per la faccia superiore che inferiore della trave, considerando un effetto schermante offerto dalla faccia superiore della trave reticolare pari all'80%. Di conseguenza su ciascun corrente superiore agirà il seguente carico uniformemente ripartito:

$$S = (2 \times 0,10 \times 22,4) + (22 \times 0,045 \times 0,70) + (4 \times 0,045 \times 0,75) + (2 \times 0,045 \times 0,85) + (15 \times 0,045 \times 1,20) =$$

$$4,48 + 0,70 + 0,14 + 0,08 + 0,81 = 6,2 \text{ m}^2$$

$$q_s = (48,0 \times 6,2) / (2 \times 22,4) = \mathbf{6,64 \text{ daN/m}}$$

Mentre su ciascun corrente inferiore agirà il seguente carico uniformemente ripartito:

$$q_s = 0,80 \times 7,22 = \mathbf{5,78 \text{ daN/m}}$$

Al modello si applica la somma di questi due carichi appena descritti sui correnti superiori.

Di seguito si riporta uno schema in cui vengono indicati i carichi precedentemente descritti posizionati nel modello di calcolo realizzato.

Frame Span Loads (Q2: Snow/Ice) (As Defined)

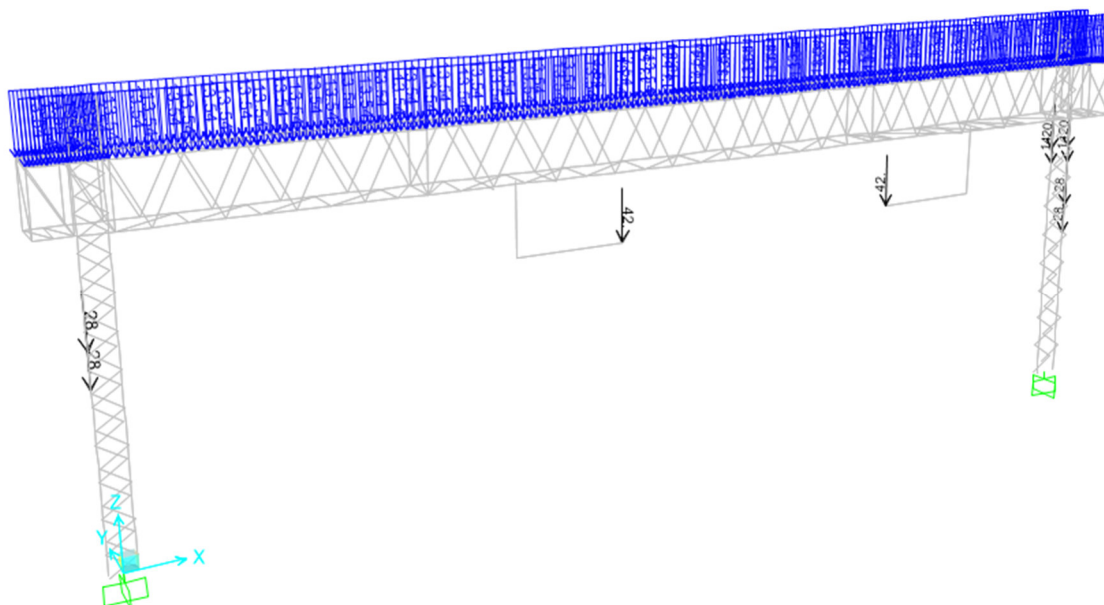


Figura 14 – Frame Span Loads (Snow/Ice)

7.4.3.-.Azione del vento

Dal paragrafo 6.2.4.2 della normativa CEI EN 50119 risulta:

La pressione dinamica del vento q_k misurata in N/m² agente sugli elementi di linea aerea di contatto deve essere determinata mediante la seguente formula:

$$q_k = \frac{1}{2} G_q \times G_f \times \rho \times V_R^2$$

dove

- G_q è il fattore di risposta alle raffiche di vento così come definito nella ENV 1991-2-4:1995. Per le linee aeree di contatto di altezza pari a circa 10 m, G_q deve essere 2,05;
- G_t è il fattore caratteristico del terreno che tiene in considerazione la protezione delle linee, Per esempio nelle trincee, negli attraversamenti delle città e delle foreste. Negli spazi aperti G_t deve essere 1,0; per i siti protetti i fattori G_t possono essere definiti nella specifica del cliente; nel caso in esame si è assunto $G_t=1$;
- V_R è la velocità di riferimento del vento in m/s ad un'altezza di 10 m al di sopra del terreno, mediata su un intervallo di 10 minuti, con un periodo di ritorno in accordo con 6.2.4.1;
- ρ è la densità dell'aria, pari a 1,316 kg /m³ a -5°C e 0m di altitudine s.l.m.. La densità dell'aria per altri valori di temperatura ed altitudine può essere calcolata mediante l'equazione:

$$\rho = 1,225 \times \left(\frac{288}{T} \right) \cdot e^{-1,2 \cdot 10^{-4} \cdot H}$$

dove

- T è la temperatura assoluta in K;
- H è l'altitudine in m.

Di conseguenza, è stato preso come riferimento il DM 17/01/18 e la relativa Circolare Ministeriale del 21/01/19 per il calcolo della velocità di riferimento del vento.

La velocità di riferimento v_b è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a \cdot (a_s - a_0) \quad \text{per } a_0 \leq a_s \leq 1500 \text{ m}$$

- $v_{b,0}$, a_0 , k_a sono parametri forniti nella Tab. 3.3.I e legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame,
- a_s è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione".

dove $v_b = V_r$

Tabella 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

Essendo l'opera localizzata nella regione Campania, appartenente alla zona 4 si ha:

$$v_{b,0} = 27 \text{ m/s}; \quad a_0 = 500 \text{ m}; \quad k_s = 0,37 \text{ s}^{-1}.$$

La quota del sito risulta inferiore al valore di a_0 , essendo $a_s = 25 \text{ m s.l.m.}$, pertanto la pressione dinamica del vento risulterà:

$$q_k = 98,33 \text{ daN/m}^2$$

7.4.3.1.-.Vento trasversale (ai binari)

7.4.3.1.1 Vento in assenza di ghiaccio

La pressione del vento sui conduttori è regolamentata dalla Norma CEI EN 50119 (§6.2.4.3):
 La pressione del vento sui conduttori determina forze trasversali alla direzione della linea. La forza agente su un sostegno per effetto dell'azione del vento sulle due campate adiacenti deve essere determinata mediante la formula:

$$Q_{wc} = q_k \times G_c \times d \times C_c \times \frac{L_1 + L_2}{2} \times \cos^2 \Phi$$

dove

- q_k è la pressione dinamica caratteristica del vento (fare riferimento a 6.2.4.2);
- G_c è il fattore di risposta strutturale dei conduttori che tiene in considerazione la risposta dei conduttori mobili al carico del vento. Il fattore G_c dovrebbe essere determinato sulla base dell'esperienza nazionale. Un valore ampiamente accettato sarebbe $G_c = 0,75$ (valore assunto nei calcoli);
- d è il diametro del conduttore;
- C_c è il coefficiente di resistenza del conduttore. Si raccomanda il valore 1,0; altri valori possono essere forniti nella specifica del cliente; nel calcolo si è assunto $C_c=1$;
- L_1, L_2 sono le lunghezze delle due campate adiacenti;
- Φ è l'angolo d'incidenza della direzione critica del vento rispetto alla perpendicolare al conduttore. In generale si assume Φ pari a zero.

Qualora conduttori doppi siano tesati parallelamente, può essere operata una riduzione del carico del vento sul conduttore sottovento, ammontando tale carico all'80% del carico relativo

al conduttore sopravvento se il distanziamento tra gli assi dei due conduttori è inferiore a cinque volte il diametro.

Di conseguenza il vento agente sui conduttori attivi può così riassumersi:

	H _{WCP} [daN]	H _{WFC} [daN]	H _{WCT1} [daN]	H _{WCT2} [daN]
t = +5°C	81,40	68,61	51,10	51,10

Il vento agente sulle gambe del portale è stato invece calcolato in conformità al D.M. 17/01/2018, visto che la Norma CEI EN 50119 (§6.2.4.6) tratta strutture tralicciate verosimilmente applicabili a sostegni e non a portali.

Per l'analisi del vento ci si riferisce al paragrafo 3.3 del D.M. LL.PP. 17/01/2018: "Norme Tecniche per le Costruzioni". "La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r c_e c_p c_d$$

dove:

- q_r è la pressione cinetica di riferimento
- c_e è il coefficiente di esposizione
- c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento;
- c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali".

1) Pressione cinetica di riferimento

"La pressione cinetica di riferimento q_b (in N/m²) è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$$

dove:

- v_b è la velocità di riferimento del vento (in m/s);
- ρ è la densità dell'aria assunta costante e pari a 1,316 kg/m³

La velocità di riferimento v_b è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

- $v_{b,0}$, a_0 , k_a sono parametri forniti nella Tab. 3.3.I e legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame,
- a_s è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione".

 Tab. 3.3.I -Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_a

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Per cui essendo nel caso in esame, $a_s = 25.00$ m e $v_b = 27$ m/s risulterà:

$$q_b = 0.5 \rho v_b^2 = 0.5 \times 1.316 \times 27^2 = 479.68 \text{ N/m}^2$$

C_e = Coefficiente di Esposizione e di topografia

"Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione.

In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, esso è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

dove:

k_r , z_0 , z_{\min} sono assegnati in Tab. 3.3.II del D.M. LL.PP. 17/01/2018: "Norme Tecniche per le Costruzioni", in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione; c_t è il coefficiente di topografia.

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	K_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

In mancanza di analisi specifiche, la categoria di esposizione è assegnata nella Fig. 3.3.2 del D.M. 2018 in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno definita in Tab. 3.3.III. Nelle fasce entro i 2 km dalla costa di tutte le zone, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

Il coefficiente di topografia c_t è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,....); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate,)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorge nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

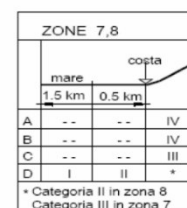
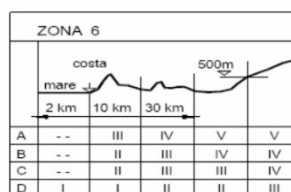
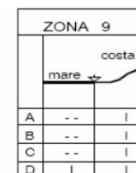
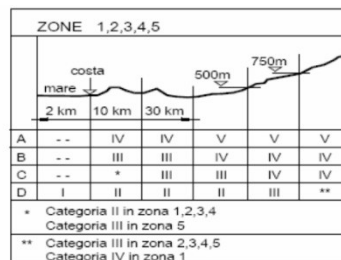


Fig. 3.3.2 - Definizione delle categorie di esposizione

In sintesi, ipotizzando la struttura in oggetto in classe di rugosità del terreno C, trovandosi il sito entro i 10 km dalla costa e per altezze inferiori a 500 m s.l.m., si trova in classe di esposizione II, e facendo riferimento alla seconda riga della Tab. 3.3. Il si ha :

$k_r = 0.19$, $z_0 = 0.05$ m , $z_{min} = 4$ m e $z = 8.10$ m per cui si ha :

$$\underline{c_e = k_r^2 c_t \ln (z / z_0) [25 + \ln (z / z_0)] = 2.15}$$

C_p = Coefficiente di forma

Il coefficiente di forma è definito nelle istruzioni per l'applicazione delle NTC di cui al DM 17 gennaio 2018, a seconda del particolare tipo di struttura coinvolta, di conseguenza nel caso in esame risulterà:

- **Vento agente sulle gambe** → Torri e pali a traliccio a sezione rettangolare o quadrata (§ C3.3.8.7):
“Per torri e pali a traliccio a sezione rettangolare o quadrata e vento diretto normalmente ad una delle pareti, salvo più accurate valutazioni, i coefficienti di forma sono da valutare nel modo seguente:

$$c_p = \begin{cases} 2,4 & \text{per torri con elementi tubolari a sezione circolare} \\ 2,8 & \text{per torri con elementi aventi sezione di forma diversa dalla circolare} \end{cases}$$

L'azione di insieme esercitata dal vento spirante normalmente ad una delle pareti va valutata con riferimento alla superficie della parte piena di una sola faccia”.

Nel caso in esame, essendo le gambe del portale, delle strutture a traliccio a sezione rettangolare, si assume un coefficiente di forma **$c_p = 2.8$** .

Nel caso di vento trasversale, ovvero agente perpendicolarmente ai binari il carico sarà applicato sui due profili, esclusivamente sulla faccia direttamente investita dal vento, in accordo con la normativa appena esposta.

- **In assenza di ghiaccio** ($t = +5^\circ\text{C}$) si considera l'intera azione del vento
 Vento sulle gambe: $0,48 \times 2,13 \times 2,8 \times 0,36 = 1,02 \text{ kN/m} = \mathbf{102 \text{ daN/m}}$
- **In presenza di ghiaccio** ($t = -5^\circ\text{C}$) si dimezza l'azione del vento
 Vento sulle gambe: $102 \times 0,5 = \mathbf{51 \text{ daN/m}}$

Di seguito si riporta lo schema di carico applicato al modello di calcolo realizzato.

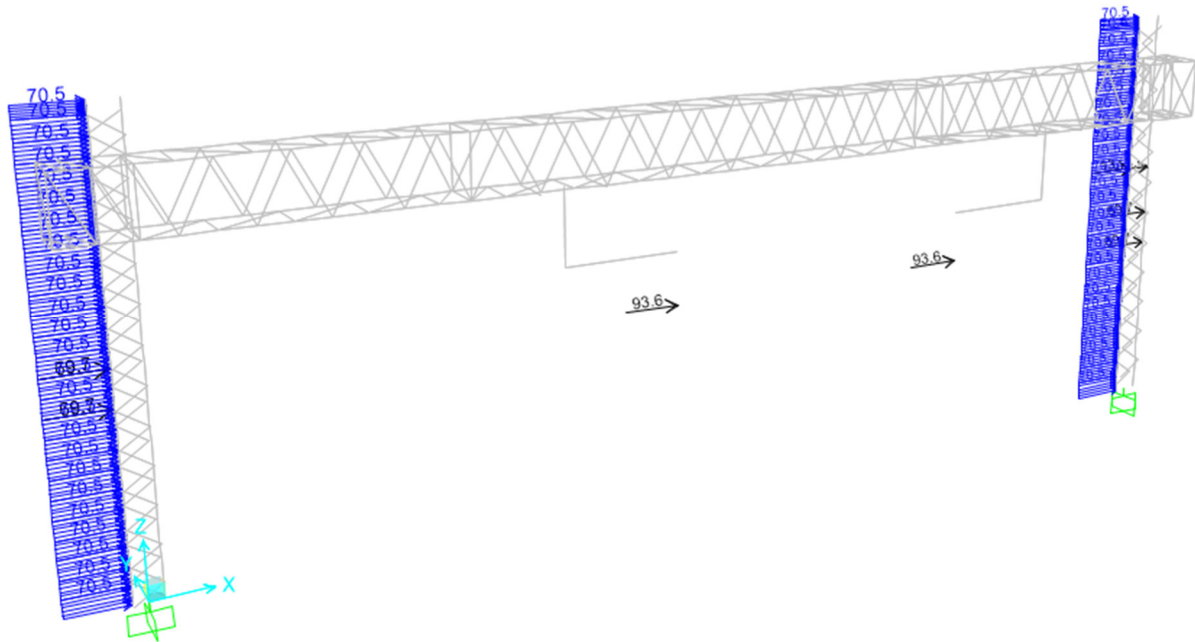


Figura 15 - Frame Span Loads Q3:WIND X_B

7.4.3.1.2 Vento in presenza di ghiaccio

La presenza contemporanea dell'azione del vento e di quella del ghiaccio è regolamentata dalla Norma CEI 50119 (§6.2.6):

Qualora per il progetto degli impianti e delle strutture della linea aerea di contatto siano prese in considerazione le azioni combinate dei carichi del ghiaccio e del vento, si può assumere il 50% del carico del vento, conformemente a 6.2.4, come agente sulle strutture e sulle apparecchiature senza ghiaccio e sui conduttori coperti da ghiaccio in accordo con 6.2.5. Un valore alternativo può essere fissato nella specifica dell'acquirente. La forza peso unitaria p_i del ghiaccio può essere estratta da norme appropriate ed il coefficiente di resistenza aerodinamica può essere scelto pari a 1,0.

Se definito nella specifica, si deve considerare un incremento del diametro dell'accumulo di ghiaccio. Il diametro equivalente D_i in metri dell'accumulo di ghiaccio deve essere calcolato mediante la formula:

$$D_i = \sqrt{d^2 + \frac{4 \times g_{IK}}{\pi \times \rho_1}}$$

dove

- d è il diametro del conduttore senza ghiaccio misurato in metri;
- g_{IK} è il carico caratteristico del ghiaccio misurato in N/m.

Di conseguenza il vento agente sui conduttori attivi può così riassumersi:

	H _{WCP} [daN]	H _{WFC} [daN]	H _{WCT1} [daN]	H _{WCT2} [daN]
t = -5°C	100,95	98,55	57,33	57,33

Per quanto concerne invece il carico sulle gambe, basterà dimezzare i carichi da vento trasversale, pertanto agirà un carico distribuito di entità pari a $(70,50/2) = 35,25$ daN/m.

Di seguito si riporta lo scema di carico applicato al modello di calcolo realizzato.

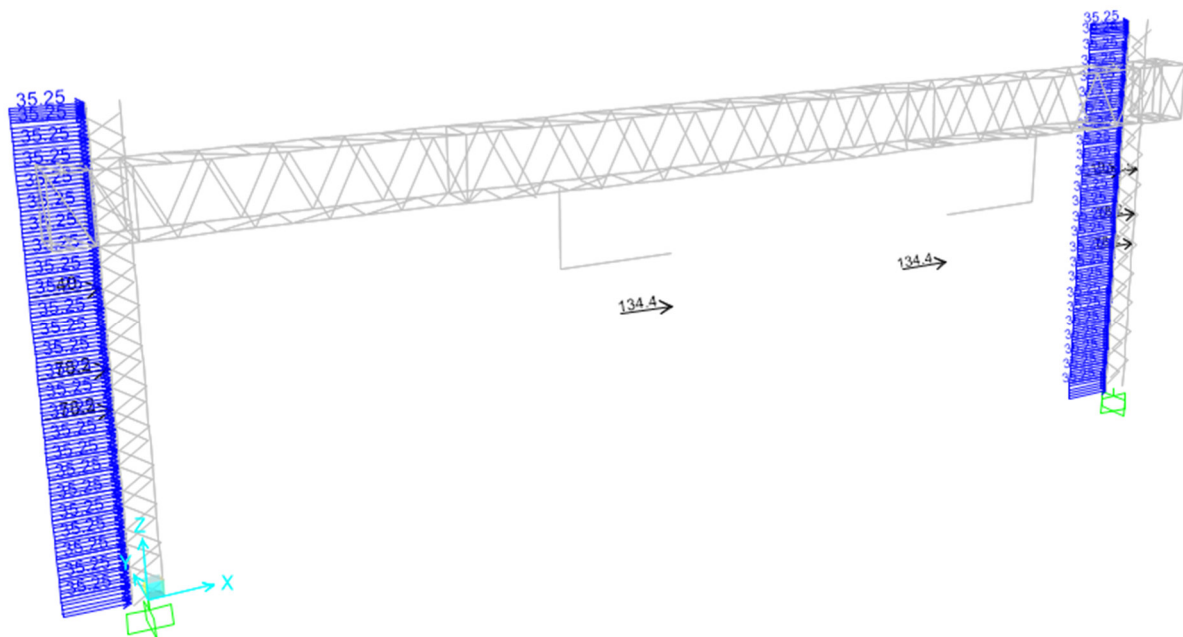


Figura 16 - Figura 19 - Frame Span Loads Q3:WIND X_C

7.4.3.2. - Vento longitudinale (ai binari)

Il vento agente sulla trave reticolare e sulle gambe è stato calcolato in conformità al D.M. 17/01/2018, visto che la Norma CEI EN 50119 (§6.2.4.6), tratta strutture tralicciate verosimilmente applicabili a soli sostegni. Per l'analisi del vento ci si riferisce al paragrafo 3.3 del D.M. LL.PP. 17/01/2018: "Norme Tecniche per le Costruzioni".

"La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r C_e C_p C_d$$

dove:

- q_r è la pressione cinetica di riferimento
- C_e è il coefficiente di esposizione
- C_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il

suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento;

- c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali”.

Avendo già calcolato i primi due termini dell'espressione sopracitata, rimangono da calcolare i coefficienti di forma:

C_p = Coefficiente di forma

Il coefficiente di forma è definito nelle istruzioni per l'applicazione delle NTC di cui al DM 17 gennaio 2018, a seconda del particolare tipo di struttura coinvolta, di conseguenza nel caso in esame risulterà:

- **Vento agente sulle gambe** → Torri e pali a traliccio a sezione rettangolare o quadrata (§C3.3.8.7):
“Per torri e pali a traliccio a sezione rettangolare o quadrata e vento diretto normalmente ad una delle pareti, salvo più accurate valutazioni, i coefficienti di forma sono da valutare nel modo seguente:

$$c_p = \begin{cases} 2,4 & \text{per torri con elementi tubolari a sezione circolare} \\ 2,8 & \text{per torri con elementi aventi sezione di forma diversa dalla circolare} \end{cases}$$

L'azione di insieme esercitata dal vento spirante normalmente ad una delle pareti va valutata con riferimento alla superficie della parte piena di una sola faccia”.

Nel caso in esame, essendo le gambe del portale, delle strutture a traliccio a sezione rettangolare, si assume un coefficiente di forma **$c_p = 2.8$** .

Nel caso di vento longitudinale, ovvero agente parallelamente ai binari, il carico sarà applicato sempre su entrambi i profili, ma mentre per il palo sopravento sarà effettivamente utilizzato un coefficiente di forma pari a 2.8, per il palo sottovento sarà utilizzato un coefficiente di forma pari a 1.4, considerando l'effetto schermante del profilo direttamente investito dal vento.

- **Vento agente sulla trave reticolare** → Travi ad anima piena e reticolari (§C3.3.8.6):
“Indicate con:

S = la superficie delimitata dal contorno della trave;

S_p = la superficie della parte piena della trave;

$$\varphi = \frac{S_p}{S}$$

la pressione totale si considera agente solo su S_p e si valuta utilizzando i seguenti valori del coefficiente c_p :

$$c_p = 2 - \frac{4}{3} \varphi \quad \text{per } 0 \leq \varphi < 0,3$$

$$c_p = 1,6 \quad \text{per } 0,3 \leq \varphi \leq 0,8$$

$$c_p = 2,4 - \varphi \quad \text{per } 0,8 < \varphi \leq 1$$

Di conseguenza nel caso in esame risulterà:

Superficie delimitata dal contorno della trave:

$$S = 22,40 \times 1,00 = 22,4 \text{ m}^2$$

Superficie della parte piena della trave:

$$S_p = (2 \times 0,10 \times 22,4) + (8 \times 0,05 \times 1,00) + (4 \times 0,05 \times 1,06) + (30 \times 0,05 \times 1,06) = 6,68 \text{ m}^2$$

$$\varphi = S_p / S = 0,30 \quad \rightarrow \quad c_p = 1,6$$

Inoltre, la normativa precisa che:

“Nel caso di più travi disposte parallelamente a distanza d non maggiore del doppio dell'altezza h , il valore della pressione sull'elemento successivo sarà pari a quello sull'elemento precedente moltiplicando per un coefficiente di riduzione dato da:

$$\mu = 1 - 1,2\varphi \quad \text{per } \varphi \leq \frac{2}{3}$$

$$\mu = 0,2 \quad \text{per } \varphi > \frac{2}{3}$$

Quindi per la parte di travata posteriore rispetto alla direzione del vento si assumerà un coefficiente di forma pari a:

$$c_p = 1 - 1,2(\varphi) \times c_p = 0,64 \times 1,6 = 1,02$$

In definitiva per la struttura in esame le azioni da **vento longitudinale** (parallelo al binario) saranno pari a:

Vento correnti della trave sopravvento:

$$0,48 \times 2,13 \times 1,6 \times 6,68 / (2 \times 22,4) = 0,24 \text{ kN/m} = \mathbf{24,00 \text{ daN/m}}$$

Vento correnti della trave sottovento:

$$0,48 \times 2,13 \times 1,0 \times 6,68 / (2 \times 22,4) = 0,15 \text{ kN/m} = \mathbf{15,00 \text{ daN/m}}$$

Vento sui profili gambe sopravvento:

$$(0,48 \times 2,13 \times 2,8 \times 1) \times [(2 \times 0,085 \times 8,90) + (35 \times 0,48 \times 0,024)] / (2 \times 8,90) = 0,31 \text{ kN/m} = \mathbf{31,6 \text{ daN/m}}$$

Vento sui profili gambe sottovento:

$$(0,48 \times 2,13 \times 1,4 \times 1) \times [(2 \times 0,085 \times 8,90) + (35 \times 0,48 \times 0,024)] / (2 \times 8,90) = 0,15 \text{ kN/m} = \mathbf{15,3 \text{ daN/m}}$$

Di seguito si riporta uno schema in cui viene riassunta la sistemazione di tutte le azioni precedentemente descritte nel modello realizzato.

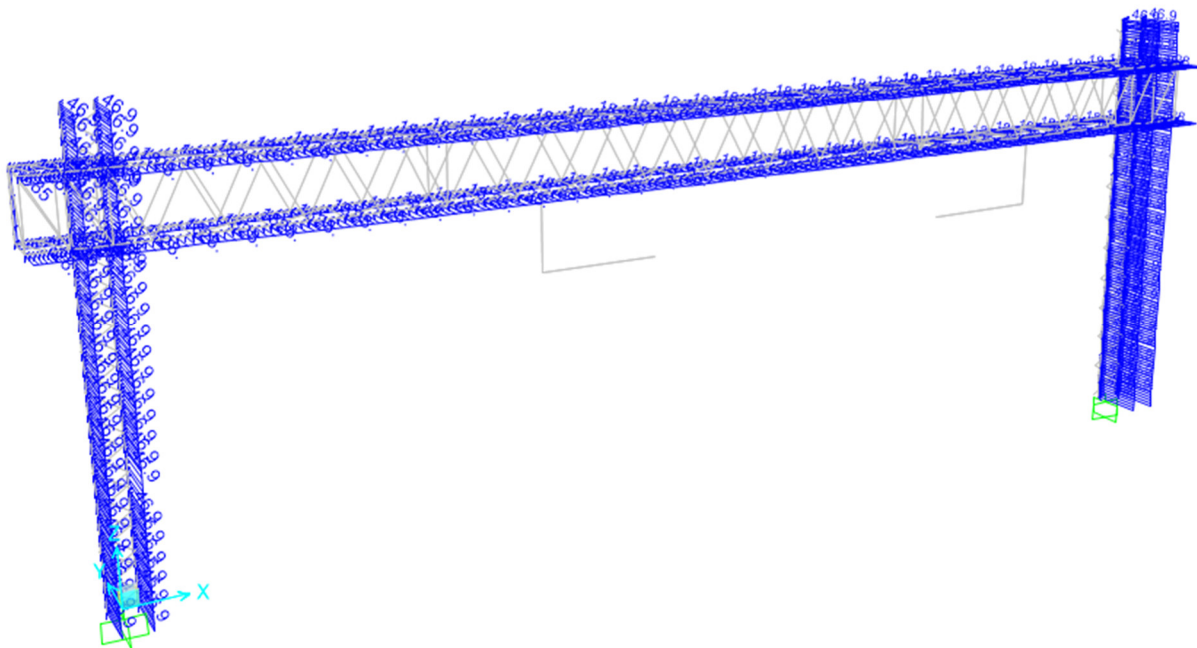


Figura 17 - Frame Span Loads Q5:WIND Y_B

7.5.-...PRESSIONE AERODINAMICA

Il passaggio dei convogli ferroviari induce sulle superfici situate in prossimità della linea ferroviaria onde di pressione e depressione secondo gli schemi riportati nelle figure successive. Le azioni possono essere schematizzate mediante carichi equivalenti agenti nelle zone prossime alla testa ed alla coda del treno nei casi in cui, in ragione della velocità della linea, non si instaurino amplificazioni dinamiche significative per il comportamento degli elementi strutturali investiti dalle azioni aerodinamiche. I carichi equivalenti sono considerati valori caratteristici delle azioni.

Per le superfici verticali parallele al binario i valori caratteristici dell'azione $\pm q_1k$ relativi a superfici verticali parallele al binario sono forniti in Figura 18 in funzione della distanza ag dall'asse del binario più vicino.

Per il calcolo di tale azione si fa riferimento alle NTC 2018 (§5.2.2.6.5): "Superfici che circondano integralmente il binario per lunghezze inferiori a 20 m".

In questo caso, tutte le azioni si applicheranno indipendentemente dalla forma aerodinamica del treno nel modo seguente:

- Sulle superfici verticali $\pm k_4 x q_{1k}$, per tutta l'altezza dell'elemento, con: q_{1k} determinato in accordo con il punto 5.2.2.6.1 e $k_4=2.00$;
- Sulla superficie orizzontale $\pm k_5 x q_{2k}$, con: q_{2k} determinato in accordo con il punto 5.2.2.6.2 e $k_5=2.50 \div 3.50$ rispettivamente se la struttura racchiude un solo binario o due binari.

I valori caratteristici dell'azione q_{1k} relativi a superfici verticali parallele al binario sono forniti in funzione della distanza a_g dall'asse del binario più vicino.

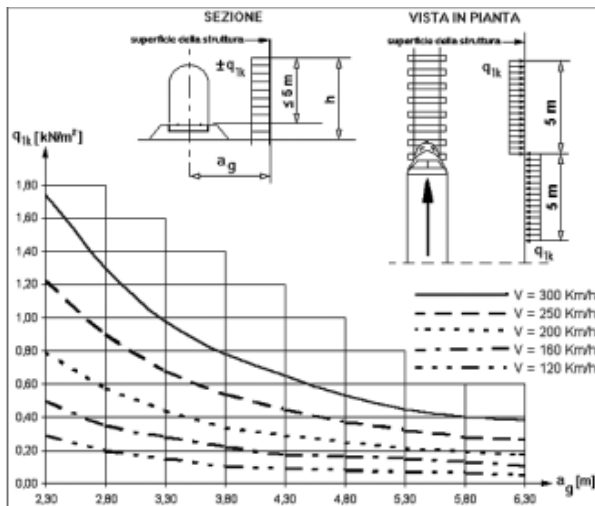


Figura 18

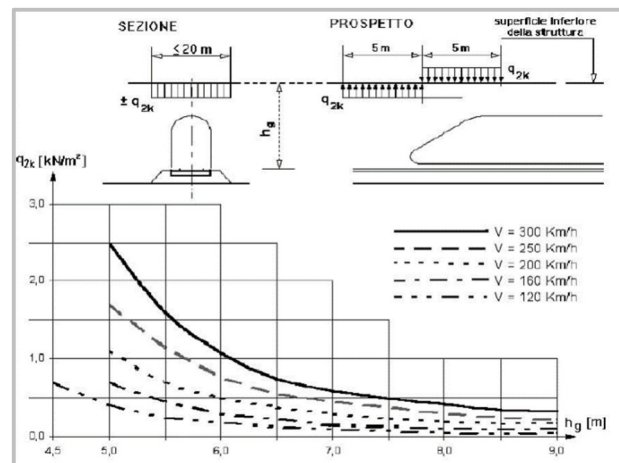


Figura 19

Nella struttura in oggetto la distanza della colonna dall'asse del binario più vicino risulta pari a $a_g = 2,70$ m e si assume una velocità del veicolo $V < 120$ km/h, per cui $q_{1k} = 0,20$ kN/m²

Per tener conto della forma dei convogli si riduce il carico su definito del coefficiente k_1 :

$$q_{2k} = 0,20 \cdot 0,85 = 0,17 \text{ kN/m}^2$$

Pertanto, il carico applicato risulta:

$$\text{Pressione sul pilone: } 0,17 \times 3,5 \times 5,85 / (2 \times 18,50) = 0,094 \text{ kN/m} = 9,40 \text{ kg/m}$$

I valori caratteristici dell'azione $\pm q_{2k}$, relativi a superfici orizzontali al di sopra del binario, sono forniti in Figura 19 in funzione della distanza h_g della superficie inferiore della struttura dal PF. La larghezza d'applicazione del carico per gli elementi strutturali da considerare si estende sino a 10 m da ciascun lato a partire dalla mezzeria del binario.

Per convogli transitanti in due direzioni opposte le azioni saranno sommate. Nel caso di presenza di più binari andranno considerati solo due binari. Anche l'azione q_{2k} andrà ridotta del fattore k_1 , in accordo a quanto previsto precedentemente.

Dal grafico di Figura 19 entrando con un valore di $h_g=7,00$ m la pressione aereodinamica risulta essere $q_{2k}=0,10$ kN/m².

Per tener conto della forma dei convogli si riduce il carico su definito del coefficiente k_1 :

$$q_{2k} = 0,10 \cdot 0,85 = \mathbf{0,09 \text{ kN/m}^2}$$

Data la presenza dei profili si considera si una superficie piena pari al 60% di quella totale:

$$S = 22,4 \times 0,75 = 16,8 \text{ m}^2$$

$$S_p = 16,8 \times 0,6 = 10,08 \text{ m}^2$$

$$\varphi = S_p / S = 0,6$$

$$q_{2k} = \pm 0,09 \text{ kN/m}^2$$

e pertanto sui correnti inferiori si ha la seguente azione:

$$Q_5 = 0,0935 \times 10,08 / (22,4) = \pm 0,042 \text{ kN/m} = 4,20 \text{ kg/m}$$

In Figura 20 e Figura 21 sono rappresentati i carichi sopra descritti.

Frame Span Loads (Aerod q1k) (As Defined)

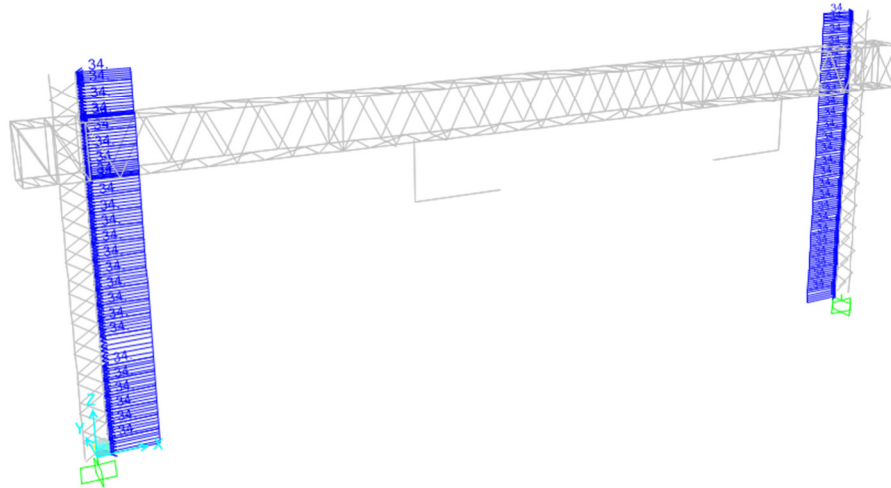


Figura 20 - Frame Span Loads Q6:Aerod q1k

Frame Span Loads (Aerod q2k) (As Defined)

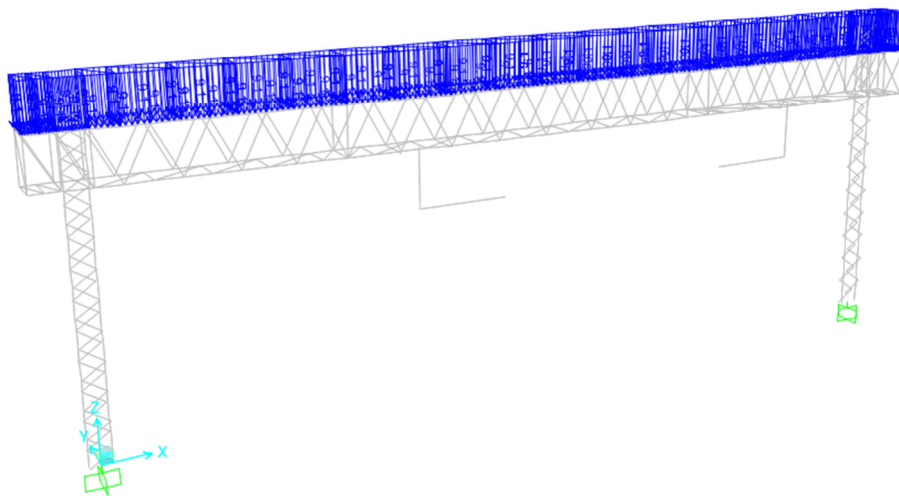


Figura 21 - Frame Span Loads Q6:Aerod q2k

7.6.-..AZIONI ECCEZIONALI

In caso di sostituzione dei fili di contatto, viene considerato il carico eccezionale dovuto al peso dei vecchi fili sostenuti dalla sospensione prima di essere rimossi.

In Figura 22 sono rappresentati i carichi della suddetta azione applicati in corrispondenza dei nodi dei fili di contatto.

Joint Loads (ECC 1)

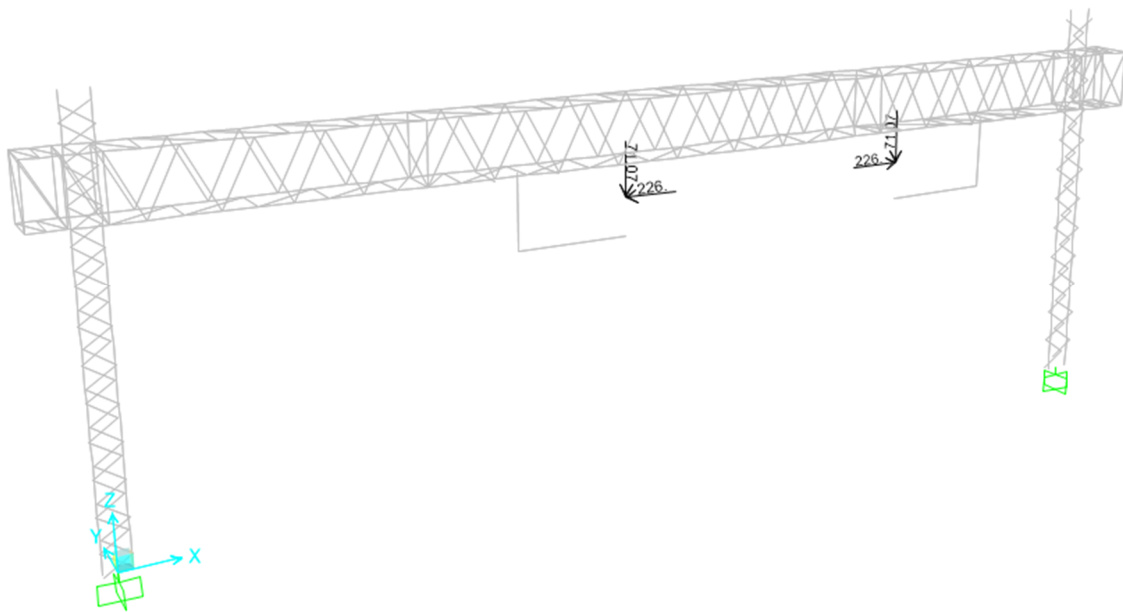


Figura 22 - Joint Loads ECC

7.7.-..AZIONE SISMICA

Per il calcolo dell'azione sismica si fa riferimento agli spettri della NTC 2018.

Nel presente progetto è stata verificata la combinazione di carico sismica con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV).

7.7.1.-.Zonazione sismica

Per la caratterizzazione sismica del sito si è utilizzata la microzonazione di cui al DM 17/01/2018, introducendo le coordinate geografiche di latitudine e longitudine del sito di Pontecagnano (SA), valutando il relativo spettro di risposta allo SLV.

Gli spettri di calcolo vengono pertanto imposti dalla nuova normativa in funzione della latitudine e longitudine del sito.

Quindi nel caso della struttura in oggetto si sono assunti i seguenti valori:

Latitudine	40.639	Longitudine	14.875
-------------------	---------------	--------------------	---------------

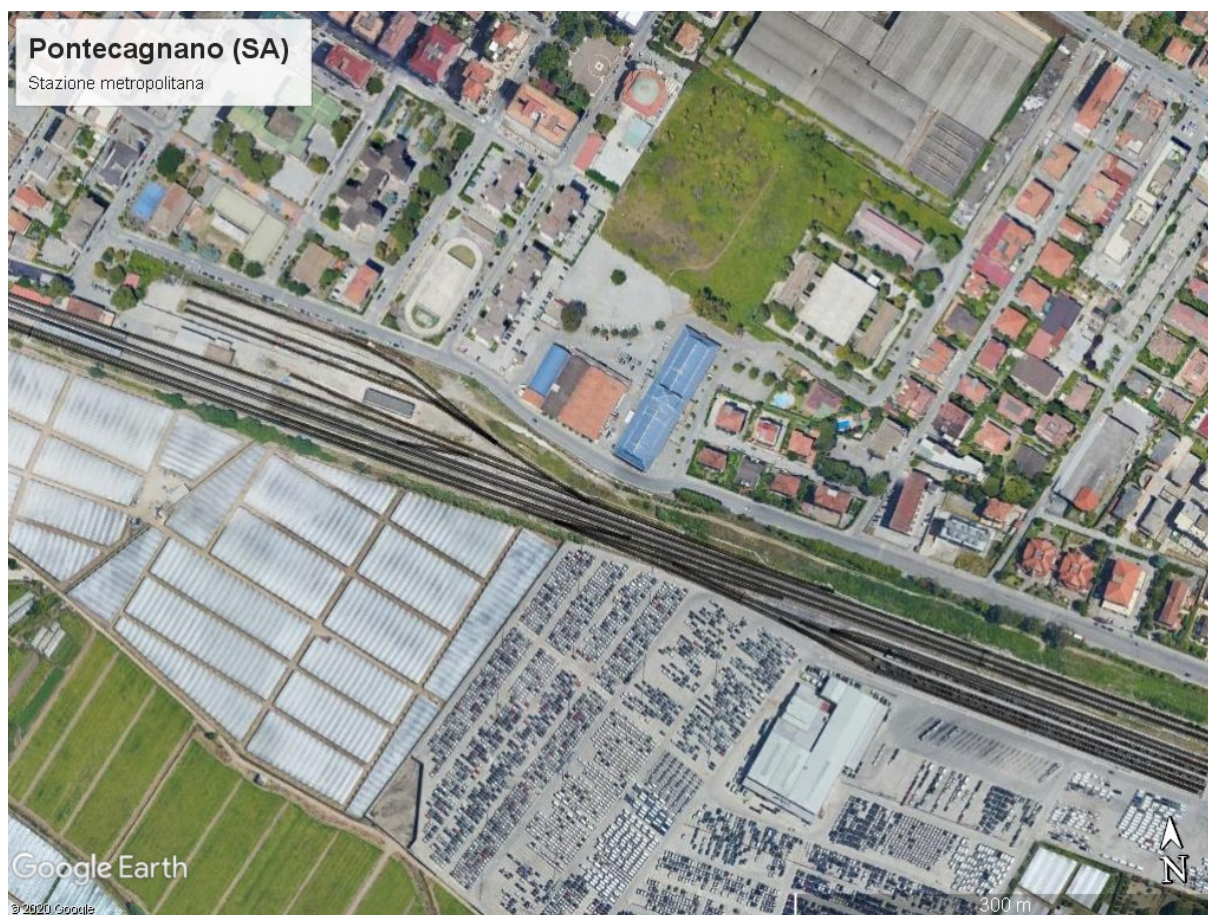


Figura 23 - Vista aerea stazione Pontecagnano (SA) from Google Earth

7.7.2.-.Vita Nominale

La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel caso in oggetto, la vita nominale risulta $V_N = 50$ anni.

7.7.3.-..Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operativa o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classe d'uso. Nel caso in oggetto, poiché trattasi di un'opera appartenente ad una rete ferroviaria di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, si fa riferimento alla Classe II: "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 IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti."

7.7.4.-..Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U . Tale coefficiente è funzione della classe d'uso e nel caso specifico assume valore pari a $C_U = 1$ per la classe d'uso II.

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1 = 50 \text{ anni}$$

7.7.5.-..Azioni di progetto

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC 18, dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali.

Le forme spettrali previste dalle NTC 18 sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Le forme spettrali previste dalle NTC 18 sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e da vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento V_R della costruzione;
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} associate agli stati limite considerati, per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

A tal fine si utilizza come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{VR} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante la seguente espressione:

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

Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

Stati Limite		P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

I valori dei parametri a_g , F_0 e T_C^* , relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento, sono forniti nelle tabelle riportate nell'Allegato B delle NTC18, in funzione di prefissati valori del periodo di ritorno T_R . L'accelerazione al sito a_g è espressa in $g/10$, F_0 è adimensionale, T_C^* è espresso in secondi.

I punti del reticolo di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine ed ordinati a latitudine e longitudine crescenti, facendo variare prima la Longitudine e poi la Latitudine.

STATO LIMITE	T_R [ANNI]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0.044	2.352	0.283
SLD	50	0.058	2.327	0.312
SLV	475	0.167	2.361	0.335
SLC	975	0.213	2.427	0.338

7.7.6.-..Spettro di progetto SLV

Lo spettro di risposta allo stato limite ultimo risulta univocamente determinato (vedi Figura 24), scegliendo i parametri necessari descritti precedentemente, e cioè la località (nel caso in esame longitudine: **14.875**; latitudine: **40.639**), lo stato limite (nel caso in esame SLV), il periodo di riferimento V_r dell'opera (nel caso in esame 50 anni), le componenti dell'azione sismica (nel caso in esame solo le componenti orizzontali), la categoria del sottosuolo (nel caso in esame Categoria C), la categoria topografica (nel caso in esame T1).

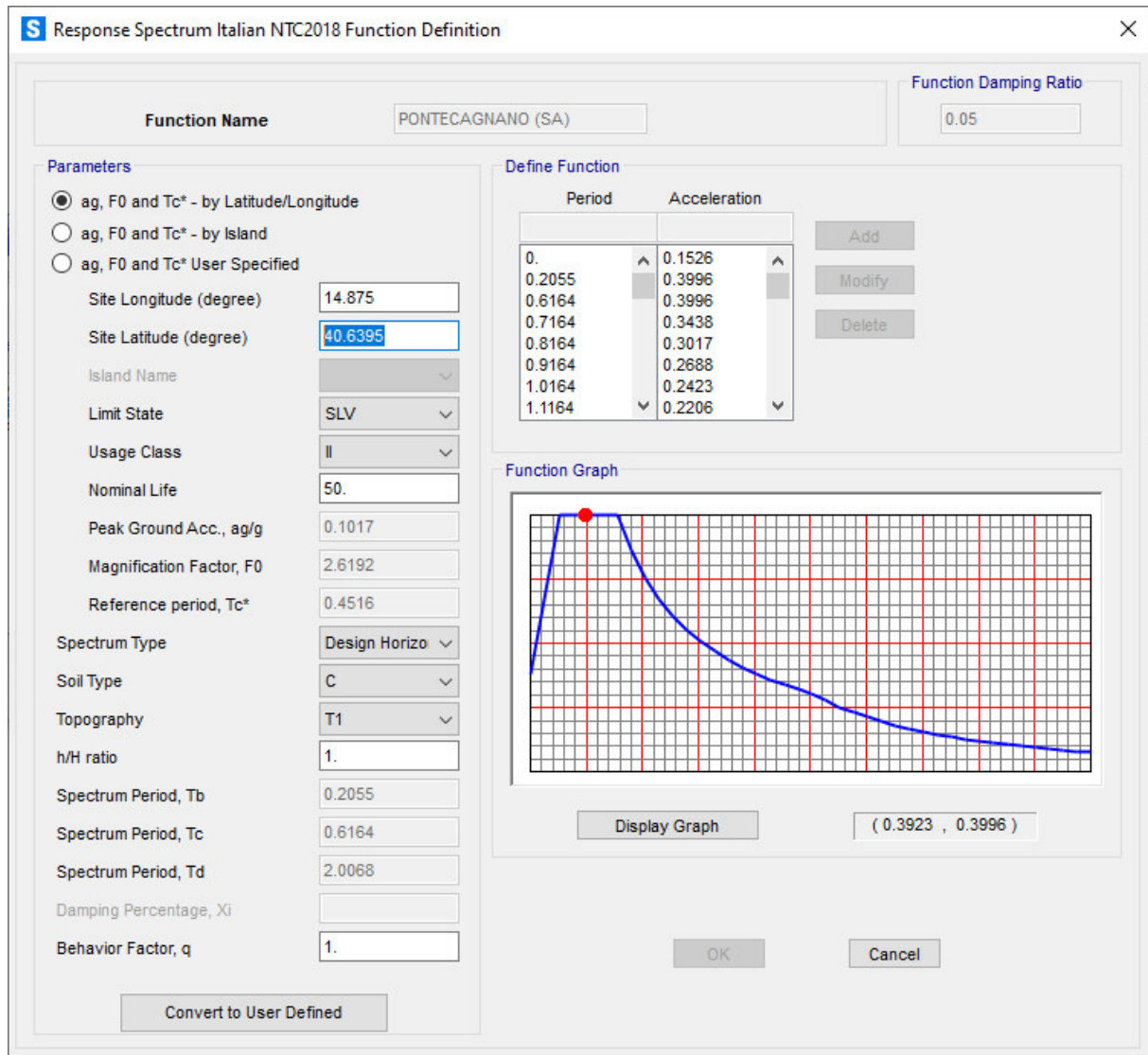


Figura 24 - Response Spectrum Function

Per la struttura in oggetto, si è scelto di utilizzare nei calcoli il valore di accelerazione al plateau ($a_g/g=0,3996$).

7.8.-..COMBINAZIONI DEI CARICHI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (§ 2.5.3 NTC 18):

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_p P + \gamma_{Q1} Q_{K1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{K2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{K3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica (rara), impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili (verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7 NTC 18):

$$G_1 + G_2 + P + Q_{K1} + \psi_{02} Q_{K2} + \psi_{03} Q_{K3} + \dots$$

- Combinazione frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:
 $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_{K1} + \psi_{22} Q_{K2} + \psi_{23} Q_{K3} + \dots$
- Combinazione quasi permanente (SLE), impiegata per gli effetti a lungo termine:
 $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{K1} + \psi_{22} Q_{K2} + \psi_{23} Q_{K3} + \dots$
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:
 $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{K1} + \psi_{22} Q_{K2} + \dots$
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto:
 $G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} Q_{K1} + \psi_{22} Q_{K2} + \dots$

Le condizioni elementari di carico sono opportunamente combinate per determinare le condizioni più sfavorevoli per ciascun elemento strutturale.

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

In presenza di Azioni Sismiche la già menzionata normativa, per le combinazioni di carico, prevede la seguente espressione (§ 3.2.4 NTC 18):

$$G_2 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [3.2.17 \text{ NTC } 18]$$

dove:

- E Azione sismica per lo stato limite preso in esame
- G_1 e G_2 Carichi permanenti al loro valore caratteristico
- P Valore caratteristico della precompressione.
- Q_{kj} azioni variabili al loro valore caratteristico.

adottando ψ_{2j} indicati nella seguente tabella:

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Per cui per l'azione del vento e della neve si pone $\psi_{2j} = 0$.

Per i carichi dovuti al transito dei convogli si assume $\psi_0 = 0,80$ e $\psi_2 = 0,20$.

Inoltre, sempre secondo le prescrizioni di cui al Paragrafo 7.2.1, bisogna considerare solo le due componenti orizzontali dell'azione, da considerare tra di loro indipendenti. (Sisma agente in senso longitudinale, sisma agente in senso trasversale).

Poiché l'analisi viene eseguita in campo lineare, la risposta può essere calcolata separatamente, per ciascuna delle due componenti, e gli effetti possono essere combinati quindi successivamente secondo la seguente espressione:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z$$

con rotazione degli indici, essendo E_i l'azione diretta secondo la direzione i .

Nel caso in esame si pone quindi $E_z=0$.

Nel caso di pali asse di punto fisso e ormeggio di punto fisso, presenti nella sola linea 440R, bisogna inoltre considerare l'azione eccezionale di due conduttori rotti (2 fili di contatto).

7.8.1.-..Approccio agli Stati Limite

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) è stato adottato l'Approccio 2 (A1+M1+R3); in particolare con detto approccio si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e per la resistenza globale del sistema (R).

Di seguito si riportano i coefficienti parziali da adottare, secondo le NTC 18.

Tab. 2.6.1 NTC 18 - Coeff. parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

CARICHI	EFFETTO	Coeff. parziale γ_F	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	1,0	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,3	1,3	1,0
Permanenti non strutturali	Favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Variabili da traffico	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,45	1,45	1,25

Tab. 6.2.II (NTC 18) - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

		Coeff. Parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tang. angolo resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40

Tab. 6.4.I (NTC 18) – Coeff. parziali γ_R per le verifiche agli SLU di fondazioni superficiali

Verifica	(R1)	(R2)	(R3)
Capacità portante	1,00	1,80	2,30
Scorrimento	1,00	1,10	1,10
Ribaltamento	-	1,00	-

In particolare, le verifiche delle fondazioni dei pali, considerate come fondazioni dirette, sono state eseguite secondo gli approcci riportati di seguito:

	Statica	Sismica
Carico limite	A1+M1+R3	SIS+M1+R3
Scorrimento	A1+M1+R3	SIS+M1+R3
Ribaltamento	EQU+M2+R2	SIS+M2+R2

La verifica a ribaltamento è stata effettuata considerandolo come stato limite di equilibrio di corpo rigido, pertanto le azioni sono state considerate con i coefficienti EQU. Per il calcolo delle spinte sono stati considerati i coefficienti parziali M2 ed è stato utilizzato il coefficiente di sicurezza globale R2, in analogia con l'approccio A2+M2+R2, posto pari a 1 così come gli altri coefficienti R2 della tabella 6.5.1 propria dei muri di sostegno.

7.8.2.-..Condizioni di carico

Nel caso specifico la struttura è stata risolta per le condizioni di carico elementari di seguito definite:

CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO	
Condizione	Tipologia (NTC 18)
G ₁ : C.P.S.	Permanente strutturale
G ₂ : C.P.N.S.	Permanente non strutturale
Q ₁ : ICE	Neve (quota < 1000 m)
Q ₂ : WIND X (no ice)	Vento
Q ₃ : WIND X (ice)	Vento
Q ₄ : WIND Y	Vento
Q ₅ : AERODINAMICA	Aerodinamica
ECC1	Eccezionale
Sisma X	Sisma
Sisma Y	Sisma

Tabella 1 - Condizioni elementari di carico

7.8.3.-..Combinazioni di carico di progetto

Di seguito si riportano le combinazioni dei carichi elaborate nell'ambito del programma di calcolo SAP2000, al fine di determinare le condizioni più sfavorevoli.

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Text	Unitless
SLU_1	Linear Add	Linear Static	G1: C.P.S.	1.3
SLU_1		Linear Static	G2: C.P.N.S.	1.5
SLU_1		Linear Static	Q1: ACC.(H2)	1.5
SLU_1		Linear Static	Q2: Snow/Ice	0.75
SLU_1		Linear Static	Q3: WIND X (Si Ice)	-0.9
SLU_2	Linear Add	Linear Static	G1: C.P.S.	1.3
SLU_2		Linear Static	G2: C.P.N.S.	1.5
SLU_2		Linear Static	Q1: ACC.(H2)	1.5
SLU_2		Linear Static	Q3: WIND X (No Ice)	-0.9
SLU_3	Linear Add	Linear Static	G1: C.P.S.	1.3
SLU_3		Linear Static	G2: C.P.N.S.	1.5
SLU_3		Linear Static	Q1: ACC.(H2)	1.5
SLU_3		Linear Static	Q2: Snow/Ice	0.75
SLU_3		Linear Static	Q4: WIND Y	0.9
SLU_4	Linear Add	Linear Static	G1: C.P.S.	1.3
SLU_4		Linear Static	G2: C.P.N.S.	1.5

SLU_4		Linear Static	Q1: ACC.(H2)	1.5
SLU_4		Linear Static	Q4: WIND_Y	0.9
SLU_5	Linear Add	Linear Static	G1: C.P.S.	1.3
SLU_5		Linear Static	G2: C.P.N.S.	1.5
SLU_5		Linear Static	Q2: Snow/Ice	1.5
SLU_5		Linear Static	Q3: WIND_X (Si Ice)	-0.9
SLU_5		Linear Static	Aerodinamico	0.9
SLU_6	Linear Add	Linear Static	G1: C.P.S.	1.3
SLU_6		Linear Static	G2: C.P.N.S.	1.5
SLU_6		Linear Static	Q2: Snow/Ice	1.5
SLU_6		Linear Static	Q4: WIND_Y	0.9
SLU_6		Linear Static	Aerodinamico	0.9
SLU_7	Linear Add	Linear Static	G1: C.P.S.	1.3
SLU_7		Linear Static	G2: C.P.N.S.	1.5
SLU_7		Linear Static	Q2: Snow/Ice	0.75
SLU_7		Linear Static	Q3: WIND_X (Si Ice)	-1.5
SLU_7		Linear Static	Aerodinamico	0.9
SLU_8	Linear Add	Linear Static	G1: C.P.S.	1.3
SLU_8		Linear Static	G2: C.P.N.S.	1.5
SLU_8		Linear Static	Q3: WIND_X (No Ice)	-1.5
SLU_8		Linear Static	Aerodinamico	0.9
SLU_9	Linear Add	Linear Static	G1: C.P.S.	1.3
SLU_9		Linear Static	G2: C.P.N.S.	1.5
SLU_9		Linear Static	Q2: Snow/Ice	0.75
SLU_9		Linear Static	Q4: WIND_Y	1.5
SLU_9		Linear Static	Aerodinamico	0.9
SLU_10	Linear Add	Linear Static	G1: C.P.S.	1.3
SLU_10		Linear Static	G2: C.P.N.S.	1.5
SLU_10		Linear Static	Q4: WIND_Y	1.5
SLU_10		Linear Static	Aerodinamico	0.9
SLU_11	Linear Add	Linear Static	G1: C.P.S.	1.3
SLU_11		Linear Static	G2: C.P.N.S.	1.5
SLU_11		Linear Static	Q2: Snow/Ice	0.75
SLU_11		Linear Static	Q3: WIND_X (Si Ice)	-0.9
SLU_11		Linear Static	Aerodinamico	1.5
SLU_12	Linear Add	Linear Static	G1: C.P.S.	1.3
SLU_12		Linear Static	G2: C.P.N.S.	1.5
SLU_12		Linear Static	Q3: WIND_X (No Ice)	-0.9
SLU_12		Linear Static	Aerodinamico	1.5
SLU_13	Linear Add	Linear Static	G1: C.P.S.	1.3
SLU_13		Linear Static	G2: C.P.N.S.	1.5
SLU_13		Linear Static	Q4: WIND_Y	0.9
SLU_13		Linear Static	Aerodinamico	1.5
ECC_1	Linear Add	Linear Static	G1: C.P.S.	1
ECC_1		Linear Static	G2: C.P.N.S.	1

ECC_1		Linear Static	ECC 1	1
ECC_1		Linear Static	ECC 2	1
INV_SLU	Envelope	Response Combo	SLU_1	1
INV_SLU		Response Combo	SLU_2	1
INV_SLU		Response Combo	SLU_3	1
INV_SLU		Response Combo	SLU_4	1
INV_SLU		Response Combo	SLU_5	1
INV_SLU		Response Combo	SLU_6	1
INV_SLU		Response Combo	SLU_7	1
INV_SLU		Response Combo	SLU_8	1
INV_SLU		Response Combo	SLU_9	1
INV_SLU		Response Combo	SLU_10	1
INV_SLU		Response Combo	SLU_11	1
INV_SLU		Response Combo	SLU_12	1
INV_SLU		Response Combo	SLU_13	1
INV_SLU		Response Combo	ECC_1	1
SLV_1	Linear Add	Linear Static	G1: C.P.S.	1
SLV_1		Linear Static	G2: C.P.N.S.	1
SLV_1		Response Spectrum	Sisma X	1
SLV_1		Response Spectrum	Sisma Y	0.3
SLV_2	Linear Add	Linear Static	G1: C.P.S.	1
SLV_2		Linear Static	G2: C.P.N.S.	1
SLV_2		Response Spectrum	Sisma X	1
SLV_2		Response Spectrum	Sisma Y	-0.3
SLV_3	Linear Add	Linear Static	G1: C.P.S.	1
SLV_3		Linear Static	G2: C.P.N.S.	1
SLV_3		Response Spectrum	Sisma X	-1
SLV_3		Response Spectrum	Sisma Y	0.3
SLV_4	Linear Add	Linear Static	G1: C.P.S.	1
SLV_4		Linear Static	G2: C.P.N.S.	1
SLV_4		Response Spectrum	Sisma X	-1
SLV_4		Response Spectrum	Sisma Y	-0.3
SLV_5	Linear Add	Linear Static	G1: C.P.S.	1
SLV_5		Linear Static	G2: C.P.N.S.	1
SLV_5		Response Spectrum	Sisma X	0.3
SLV_5		Response Spectrum	Sisma Y	1
SLV_6	Linear Add	Linear Static	G1: C.P.S.	1
SLV_6		Linear Static	G2: C.P.N.S.	1
SLV_6		Response Spectrum	Sisma X	-0.3
SLV_6		Response Spectrum	Sisma Y	1
SLV_7	Linear Add	Linear Static	G1: C.P.S.	1
SLV_7		Linear Static	G2: C.P.N.S.	1
SLV_7		Response Spectrum	Sisma X	0.3
SLV_7		Response Spectrum	Sisma Y	-1
SLV_8	Linear Add	Linear Static	G1: C.P.S.	1

SLV_8		Linear Static	G2: C.P.N.S.	1
SLV_8		Response Spectrum	Sisma X	-0.3
SLV_8		Response Spectrum	Sisma Y	-1
INV_SLV	Envelope	Response Combo	SLV_1	1
INV_SLV		Response Combo	SLV_2	1
INV_SLV		Response Combo	SLV_3	1
INV_SLV		Response Combo	SLV_4	1
INV_SLV		Response Combo	SLV_5	1
INV_SLV		Response Combo	SLV_6	1
INV_SLV		Response Combo	SLV_7	1
INV_SLV		Response Combo	SLV_8	1
EQU1	Linear Add	Linear Static	G1: C.P.S.	0.9
EQU1		Linear Static	G2: C.P.N.S.	1.5
EQU2	Linear Add	Linear Static	G1: C.P.S.	0.9
EQU2		Linear Static	G2: C.P.N.S.	1.5
EQU2		Linear Static	Q2: Snow/Ice	1.5
EQU2		Linear Static	Q3: WIND_X (Si Ice)	0.9
EQU3	Linear Add	Linear Static	G1: C.P.S.	0.9
EQU3		Linear Static	G2: C.P.N.S.	1.5
EQU3		Linear Static	Q2: Snow/Ice	0.75
EQU3		Linear Static	Q3: WIND_X (Si Ice)	1.5
EQU4	Linear Add	Linear Static	G1: C.P.S.	0.9
EQU4		Linear Static	G2: C.P.N.S.	1.5
EQU4		Linear Static	Q3: WIND_X (No Ice)	1.5
EQU5	Linear Add	Linear Static	G1: C.P.S.	0.9
EQU5		Linear Static	G2: C.P.N.S.	1.5
EQU5		Linear Static	Q4: WIND_Y	1.5
EQU6	Linear Add	Linear Static	G1: C.P.S.	0.9
EQU6		Linear Static	G2: C.P.N.S.	1.5
EQU6		Linear Static	Q3: WIND_X (No Ice)	1.05
EQU6		Linear Static	Q4: WIND_Y	1.05
EQU7	Linear Add	Linear Static	G1: C.P.S.	0.9
EQU7		Linear Static	G2: C.P.N.S.	1
EQU7		Linear Static	ECC 1	1
GEO1	Linear Add	Linear Static	G1: C.P.S.	1
GEO1		Linear Static	G2: C.P.N.S.	1.3
GEO2	Linear Add	Linear Static	G1: C.P.S.	1
GEO2		Linear Static	G2: C.P.N.S.	1.3
GEO2		Linear Static	Q3: WIND_X (Si Ice)	1.3
GEO2		Linear Static	Q2: Snow/Ice	0.78
GEO3	Linear Add	Linear Static	G1: C.P.S.	1
GEO3		Linear Static	G2: C.P.N.S.	1.3
GEO3		Linear Static	Q3: WIND_X (Si Ice)	0.65
GEO3		Linear Static	Q2: Snow/Ice	1.3
GEO4	Linear Add	Linear Static	G1: C.P.S.	1

GEO4		Linear Static	G2: C.P.N.S.	1.3
GEO4		Linear Static	Q3: WIND_X (No Ice)	1.3
GEO5	Linear Add	Linear Static	G1: C.P.S.	1
GEO5		Linear Static	G2: C.P.N.S.	1.3
GEO5		Linear Static	Q4: WIND_Y	1.3
GEO6	Linear Add	Linear Static	G1: C.P.S.	1
GEO6		Linear Static	G2: C.P.N.S.	1.3
GEO6		Linear Static	Q3: WIND_X (No Ice)	0.91
GEO6		Linear Static	Q4: WIND_Y	1.3
GEO7	Linear Add	Linear Static	G1: C.P.S.	1
GEO7		Linear Static	G2: C.P.N.S.	1
GEO7		Linear Static	ECC 1	1
E1 - Q. Perm.	Linear Add	Linear Static	G1: C.P.S.	1
E1 - Q. Perm.		Linear Static	G2: C.P.N.S.	1
E2 - Freq.	Linear Add	Linear Static	G1: C.P.S.	1
E2 - Freq.		Linear Static	G2: C.P.N.S.	1
E2 - Freq.		Linear Static	Q2: Snow/Ice	0.2
E3 - Freq.	Linear Add	Linear Static	G1: C.P.S.	1
E3 - Freq.		Linear Static	G2: C.P.N.S.	1
E3 - Freq.		Linear Static	Q3: WIND_X (Si Ice)	0.2
E4 - Freq.	Linear Add	Linear Static	G1: C.P.S.	1
E4 - Freq.		Linear Static	G2: C.P.N.S.	1
E4 - Freq.		Linear Static	Q3: WIND_X (No Ice)	0.2
E5 - Rara	Linear Add	Linear Static	G1: C.P.S.	1
E5 - Rara		Linear Static	G2: C.P.N.S.	1
E5 - Rara		Linear Static	Q1: ACC.(H2)	1
E5 - Rara		Linear Static	Q2: Snow/Ice	0.5
E5 - Rara		Linear Static	Q3: WIND_X (Si Ice)	0.6
E6 - Rara	Linear Add	Linear Static	G1: C.P.S.	1
E6 - Rara		Linear Static	G2: C.P.N.S.	1
E6 - Rara		Linear Static	Q1: ACC.(H2)	1
E6 - Rara		Linear Static	Q2: Snow/Ice	0.5
E6 - Rara		Linear Static	Q3: WIND_X (No Ice)	0.6
E7 - Rara	Linear Add	Linear Static	G1: C.P.S.	1
E7 - Rara		Linear Static	G2: C.P.N.S.	1
E7 - Rara		Linear Static	Q2: Snow/Ice	1
E7 - Rara		Linear Static	Q3: WIND_X (Si Ice)	0.6
E8 - Rara	Linear Add	Linear Static	G1: C.P.S.	1
E8 - Rara		Linear Static	G2: C.P.N.S.	1
E8 - Rara		Linear Static	Q2: Snow/Ice	1
E8 - Rara		Linear Static	Q3: WIND_X (No Ice)	0.6
E9 - Rara	Linear Add	Linear Static	G1: C.P.S.	1
E9 - Rara		Linear Static	G2: C.P.N.S.	1
E9 - Rara		Linear Static	Q2: Snow/Ice	0.5
E9 - Rara		Linear Static	Q3: WIND_X (Si Ice)	1

E10 - Rara	Linear Add	Linear Static	G1: C.P.S.	1
E10 - Rara		Linear Static	G2: C.P.N.S.	1
E10 - Rara		Linear Static	Q2: Snow/Ice	0.5
E10 - Rara		Linear Static	Q3: WIND_X (No Ice)	1

Tabella 2 - Combination Definitions

Si specifica che l'azione del vento è stata considerata agente sempre nella direzione sfavorevole, ovvero nella direzione concorde con quella dell'azione dei carichi permanenti.

8.-..RISULTATI DEL CALCOLO

In quanto segue si riportano le caratteristiche della sollecitazione calcolate alla base del sostegno, per le varie combinazioni di carico citate.

A titolo esemplificativo, in Figura 25 è possibile apprezzare uno screenshot con le reazioni alla base corrispondenti alla combinazione di carico STR_1B (vedi Tabella 2).

N.B: Le unità di misura sono espresse in [kN,m]

Per maggiori dettagli, in Tabella 3 sono riportate le reazioni alla base secondo tutte le combinazioni.

In allegato, i tabulati calcoli completi.

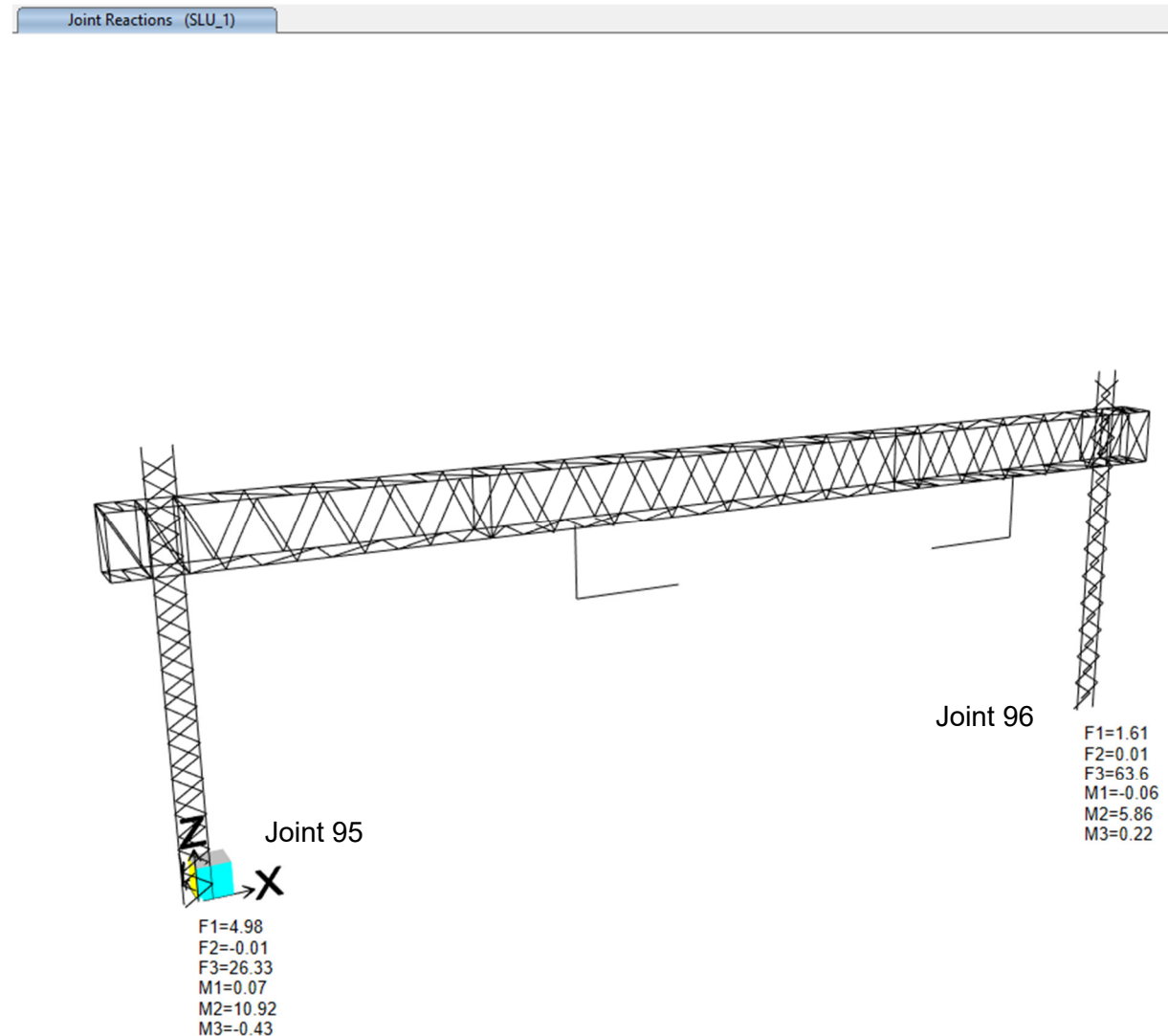


Figura 25 – Joint Reactions (STR_1B)

TABLE: Joint Reactions

Joint	OutputCase	Step	F _H - Trasv	F _L - Long.	N - Vert	M _H - Trasv	M _L - Long	M _{torcente}
Text	Text		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
95	SLU_1		5.0	0.0	26.3	0.1	10.9	-0.4
95	SLU_2		6.1	0.0	24.0	0.1	13.4	-0.4
95	SLU_3		-0.2	-13.0	26.2	57.9	-4.6	-0.7
95	SLU_4		-0.4	-13.0	23.7	57.9	-4.8	-0.7
95	SLU_5		6.1	0.0	30.8	0.1	12.1	-0.5
95	SLU_6		0.8	-13.0	30.7	57.9	-3.4	-0.8
95	SLU_7		9.2	0.0	28.4	0.1	21.7	-0.5
95	SLU_8		11.2	0.0	26.2	0.0	26.0	-0.5
95	SLU_9		0.5	-21.6	28.2	96.5	-4.2	-1.0
95	SLU_10		0.4	-21.6	25.7	96.5	-4.4	-1.0
95	SLU_11		6.6	0.0	30.3	0.1	12.7	-0.5
95	SLU_12		7.8	0.0	28.1	0.0	15.2	-0.5
95	SLU_13		1.3	-13.0	27.8	57.9	-3.0	-0.8
95	SLV_1	Max	12.0	6.6	18.6	37.4	44.4	0.9
95	SLV_1	Min	-12.2	-6.6	15.7	-37.3	-49.7	-1.4
95	SLV_2	Max	12.0	6.6	18.6	37.4	44.4	0.9
95	SLV_2	Min	-12.2	-6.6	15.7	-37.3	-49.7	-1.4
95	SLV_3	Max	12.0	6.6	18.6	37.4	44.4	0.9
95	SLV_3	Min	-12.2	-6.6	15.7	-37.3	-49.7	-1.4
95	SLV_4	Max	12.0	6.6	18.6	37.4	44.4	0.9
95	SLV_4	Min	-12.2	-6.6	15.7	-37.3	-49.7	-1.4
95	SLV_5	Max	12.0	6.6	18.6	37.4	44.4	0.9
95	SLV_5	Min	-12.2	-6.6	15.7	-37.3	-49.7	-1.4
95	SLV_6	Max	12.0	6.6	18.6	37.4	44.4	0.9
95	SLV_6	Min	-12.2	-6.6	15.7	-37.3	-49.7	-1.4
95	SLV_7	Max	12.0	6.6	18.6	37.4	44.4	0.9
95	SLV_7	Min	-12.2	-6.6	15.7	-37.3	-49.7	-1.4
95	SLV_8	Max	12.0	6.6	18.6	37.4	44.4	0.9
95	SLV_8	Min	-12.2	-6.6	15.7	-37.3	-49.7	-1.4
95	EQU1		-0.6	0.0	16.4	0.1	-4.5	-0.2
95	EQU2		-5.3	0.0	21.2	0.1	-18.8	-0.2
95	EQU3		-8.7	0.0	18.7	0.1	-28.8	-0.1
95	EQU4		-11.0	0.0	15.9	0.1	-33.5	-0.1
95	EQU5		-1.0	-21.6	16.4	96.5	-5.9	-0.8
95	EQU6		-8.2	-15.1	16.0	67.6	-25.8	-0.5
95	EQU7		0.0	0.0	16.1	0.1	-2.5	-0.2
95	GEO1		-0.3	0.0	17.6	0.1	-3.7	-0.2
95	GEO2		-7.4	0.0	20.0	0.1	-24.7	-0.2
95	GEO3		-3.7	0.0	21.8	0.1	-14.0	-0.3
95	GEO4		-9.4	0.0	17.2	0.1	-28.8	-0.1
95	GEO5		-0.7	-18.7	17.6	83.6	-4.9	-0.8
95	GEO6		-7.0	-18.7	17.3	83.6	-22.5	-0.7
95	GEO7		0.1	0.0	17.7	0.1	-2.4	-0.2

96	SLU_1		1.6	0.0	63.6	-0.1	5.9	0.2
96	SLU_2		3.0	0.0	60.3	-0.1	8.8	0.1
96	SLU_3		-3.0	-12.8	63.7	57.1	-7.7	0.5
96	SLU_4		-2.9	-12.8	60.6	57.1	-7.5	0.5
96	SLU_5		0.5	0.0	68.8	-0.1	4.7	0.3
96	SLU_6		-4.1	-12.8	68.9	57.1	-8.9	0.6
96	SLU_7		4.0	0.0	65.6	-0.1	14.4	0.1
96	SLU_8		6.3	0.0	62.2	0.0	19.1	0.0
96	SLU_9		-3.8	-21.4	65.8	95.2	-8.3	0.6
96	SLU_10		-3.7	-21.4	62.6	95.2	-8.0	0.5
96	SLU_11		0.0	0.0	67.7	-0.1	4.1	0.3
96	SLU_12		1.4	0.0	64.4	0.0	7.0	0.2
96	SLU_13		-4.6	-12.8	64.7	57.1	-9.3	0.6
96	SLV_1	Max	12.4	20.8	43.4	88.9	44.9	1.0
96	SLV_1	Min	-16.6	-20.8	40.3	-89.0	-55.8	-0.5
96	SLV_2	Max	12.4	20.8	43.4	88.9	44.9	1.0
96	SLV_2	Min	-16.6	-20.8	40.3	-89.0	-55.8	-0.5
96	SLV_3	Max	12.4	20.8	43.4	88.9	44.9	1.0
96	SLV_3	Min	-16.6	-20.8	40.3	-89.0	-55.8	-0.5
96	SLV_4	Max	12.4	20.8	43.4	88.9	44.9	1.0
96	SLV_4	Min	-16.6	-20.8	40.3	-89.0	-55.8	-0.5
96	SLV_5	Max	12.4	20.8	43.4	88.9	44.9	1.0
96	SLV_5	Min	-16.6	-20.8	40.3	-89.0	-55.8	-0.5
96	SLV_6	Max	12.4	20.8	43.4	88.9	44.9	1.0
96	SLV_6	Min	-16.6	-20.8	40.3	-89.0	-55.8	-0.5
96	SLV_7	Max	12.4	20.8	43.4	88.9	44.9	1.0
96	SLV_7	Min	-16.6	-20.8	40.3	-89.0	-55.8	-0.5
96	SLV_8	Max	12.4	20.8	43.4	88.9	44.9	1.0
96	SLV_8	Min	-16.6	-20.8	40.3	-89.0	-55.8	-0.5
96	EQU1		-2.7	0.0	53.1	-0.1	-7.6	0.3
96	EQU2		-7.9	0.0	59.5	-0.1	-22.3	0.6
96	EQU3		-11.1	0.0	56.4	-0.1	-31.6	0.7
96	EQU4		-13.1	0.0	53.6	-0.1	-35.9	0.7
96	EQU5		-2.3	-21.4	53.1	95.2	-6.5	0.4
96	EQU6		-9.7	-15.0	53.5	66.6	-26.6	0.7
96	EQU7		-2.2	0.0	41.1	-0.1	-5.5	0.3
96	GEO1		-2.5	0.0	49.6	-0.1	-6.8	0.3
96	GEO2		-9.8	0.0	53.0	-0.1	-27.6	0.7
96	GEO3		-6.3	0.0	55.1	-0.1	-17.5	0.5
96	GEO4		-11.5	0.0	50.0	-0.1	-31.3	0.7
96	GEO5		-2.2	-18.6	49.6	82.5	-5.8	0.4
96	GEO6		-8.4	-18.6	49.9	82.5	-23.0	0.6
96	GEO7		-2.2	0.0	42.7	-0.1	-5.6	0.3

Tabella 3

9.-..CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE

In conformità al D.M. LL.PP. 17 Gennaio 2018: “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” si sono adottati i seguenti criteri per le verifiche ed il controllo della sicurezza strutturale:

9.1.-..VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

La verifica della sicurezza agli stati limiti ultimi si ritiene soddisfatta controllando che, per ogni elemento strutturale e per ciascuna delle combinazioni prese in esame, risulti:

$$R_d \geq E_d$$

Dove R_d e E_d sono le resistenze di calcolo e le sollecitazioni di calcolo per ogni elemento strutturale.

9.1.1.-..Strutture di fondazione in calcestruzzo armato

9.1.1.1.-..Verifiche a presso - flessione o tenso - flessione

In accordo con il paragrafo 4.1.2.1.2.4 delle NTC18, con riferimento alla sezione pressoinflessa, rappresentata in Fig. 4.1.3, la verifica di resistenza (SLU) si esegue controllando che:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove

- M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;
- N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;
- M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

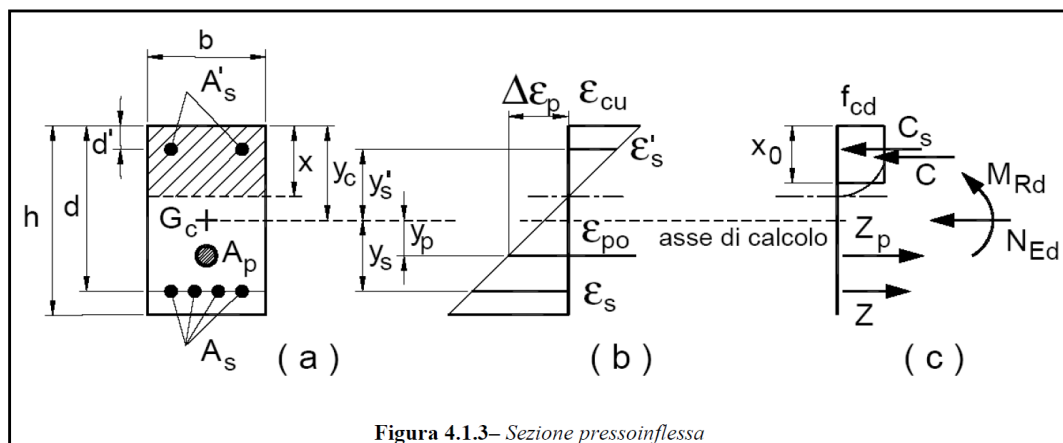


Figura 4.1.3- Sezione pressoinflessa

9.1.1.2.-.Verifiche a taglio

In accordo con il paragrafo 4.1.2.3.5 delle NTC18, la resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio.

Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" è pari a

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" è pari

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

dove

- d altezza utile della sezione (in mm);
- σ_{cp} N_{Ed}/A_c è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);
- b_w larghezza minima della sezione (in mm);
- A_{sw} area dell'armatura trasversale;
- s interasse tra due armature trasversali consecutive;
- α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
- $v \cdot f_{cd}$ resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($v = 0,5$);
- α_c coefficiente maggiorativo pari a:

1	per membrature non compresse
$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$	per $0 < \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
1,25	per $0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} < 0,5 f_{cd}$
$2,5(1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

9.1.2.-. Strutture in elevazione in acciaio

La resistenza di calcolo delle membrature R_d si pone nella forma:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$$

dove:

R_k è il valore caratteristico della resistenza - trazione, compressione, flessione, taglio e torsione della membratura, determinata dai valori caratteristici delle resistenze dei materiali f_{yk} e dalle caratteristiche geometriche degli elementi strutturali, dipendenti dalla classe della sezione;

- γ_M è il fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato.

Tabella 4.2.V Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

Si possono assumere nei calcoli i valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk} riportati nella tabella seguente (Tabella 11.3.IX)

Tabella 11.3.IX – Laminati a caldo con profili a sezione aperta

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40$ mm		40 mm $< t \leq 80$ mm	
	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550
UNI EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
UNI EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

9.1.2.1.-.Verifica delle membrature

9.1.2.1.1 Verifica a tenso - flessione o presso - flessione biassiale

In accordo con il paragrafo 4.2.4.1.2.8 delle NTC18, per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso flessione biassiale, la condizione di resistenza può essere valutata come:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right)^{5n} \leq 1$$

con $n \geq 0,2$ essendo $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$.

Nel caso in cui $n < 0,2$, e comunque per sezioni generiche di classe 1 e 2, la verifica può essere condotta cautelativamente controllando che:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right) + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right) \leq 1.$$

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tensoflessione nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di calcolo a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1-n)/(1-0.5a) \leq M_{pl,y,Rd}$$

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tensoflessione nel piano delle ali, la corrispondente resistenza convenzionale di calcolo a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \text{ per } n \leq a$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} [1 - [(n-a)/(1-a)]^2] \text{ per } n > a$$

dove $a = (A - 2 b t_f) / A \leq 0.5$.

In caso di verifica per azioni sismiche viene adottata la maggiorazione delle azioni non sismiche come da formula 7.5.7 delle NTC18.

9.1.2.1.2 Verifica a taglio

In accordo con il paragrafo 4.2.4.1.2 delle NTC18, Il valore di calcolo dell'azione tagliante V_{Ed} deve rispettare la condizione:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,$$

dove la resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}$, in assenza di torsione, vale:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

dove A_v è l'area resistente a taglio.

Per profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f$$

per profilati a C o ad U caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + r) t_f ;$$

per profilati ad I e ad H caricati nel piano delle ali si può assumere

$$A_v = A - \sum (h_w t_w) ;$$

per profilati a T caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = 0,9 (A - b t_f) ;$$

per profili rettangolari cavi "profilati a caldo" di spessore uniforme si può assumere

$$A_v = Ah/(b+h) \text{ quando il carico è parallelo all'altezza del profilo,}$$

$$A_v = Ab/(b+h) \text{ quando il carico è parallelo alla base del profilo;}$$

per sezioni circolari cave e tubi di spessore uniforme:

$$A_v = 2A/\pi;$$

dove:

- A è l'area lorda della sezione del profilo,
- b è la larghezza delle ali per i profilati e la larghezza per le sezioni cave,
- h_w è l'altezza dell'anima,
- h è l'altezza delle sezioni cave,
- r è il raggio di raccordo tra anima ed ala,
- t_f è lo spessore delle ali,
- t_w è lo spessore dell'anima.

In caso di verifica per effetti sismici oltre a questa verifica, per le travi, il taglio è incrementato della forza di taglio dovuta all'applicazione di momenti plastici equivalenti $M_{pl,Rd}$ nelle sezioni in cui è attesa la formazione delle cerniere plastiche. e nel caso delle colonne, le azioni non sismiche sono incrementate del fattore $1,1 \gamma_{Rd} \omega$.

9.1.2.1.3 Verifica a flessione e taglio

Se il taglio di calcolo V_{Ed} è inferiore a metà della resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}$

$$V_{Ed} \leq 0,5 V_{c,Rd}$$

si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione, eccetto nei casi in cui l'instabilità per taglio riduca la resistenza a flessione della sezione.

Se il taglio di calcolo V_{Ed} è superiore a metà della resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}$ bisogna tener conto dell'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Posto

$$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2$$

la resistenza a flessione si determina assumendo per l'area resistente a taglio A_v la tensione di snervamento ridotta $(1 - \rho) f_{yk}$.

9.1.2.1.4 Verifica a instabilità globale

È stata prevista una ulteriore verifica di instabilità globale a pressoflessione della sezione del palo, che in accordo con il D.M.2018, viene effettuata mediante la seguente relazione (come riportato al §4.2.4.1.3.3 della Circolare 21 Gennaio 2019):

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{yeq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{zeq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1$$

dove:

- χ_{min} è il minimo fattore χ relativo all'inflessione intorno agli assi principali di inerzia;
- W_y e W_z sono i moduli resistenti elastici per le sezioni di classe 3 e i moduli resistenti plastici per le sezioni di classe 1 e 2,
- $N_{cr,y}$ e $N_{cr,z}$ sono i carichi critici euleriani relativi all'inflessione intorno agli assi principali di inerzia;
- $M_{yeq,Ed}$ e $M_{zeq,Ed}$ sono i valori equivalenti dei momenti flettenti da considerare nella verifica.

Se il momento flettente varia lungo l'asta si assume, per ogni asse principale di inerzia,

$$M_{eq,Ed} = 1,3 \cdot M_{m,Ed}$$

essendo $M_{m,Ed}$ il valor medio del momento flettente, con la limitazione

$$0,75 \cdot M_{max,Ed} \leq M_{eq,Ed} \leq M_{max,Ed}$$

I coefficienti χ dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; essi si desumono, in funzione di appropriati valori della snellezza adimensionale λ , dalla seguente formula

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0$$

dove $\Phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$, α è il fattore di imperfezione, ricavato dalla Tab 4.2.VI, e la snellezza adimensionale $\bar{\lambda}$ è pari a

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per le sezioni di classe 1, 2 e 3, e a}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per le sezioni di classe 4.}$$

9.1.2.1.5 Verifica a instabilità locale

È stata prevista una ulteriore verifica di instabilità locale, in ottemperanza al §C4.2.4.1.3.1.1 della Circolare 21/01/2019, per aste compresse composte.

Aste compresse composte a sezione costante realizzate da due elementi (correnti) collegati tra loro con trallicci possono essere verificate con il metodo di seguito proposto, a condizione che i campi individuati dalle aste di parete del traliccio siano uguali e non meno di tre.

I correnti dell'asta composta sono a parete piena collegati con trallicci.

Nel seguito si fa riferimento ad aste di lunghezza L , incernierate agli estremi nel piano della calastrellatura o della tralicciatura, equiparando la deformabilità della calastrellatura o della tralicciatura alla deformabilità a taglio di un'asta a parete piena equivalente.

Le imperfezioni di montaggio possono essere schematizzate considerando un difetto di rettilineità:

$$e = L / 500$$

Oltre alle verifiche di stabilità dell'asta composta si devono eseguire anche le verifiche di stabilità e resistenza dei correnti e delle aste di parete, come specificato nel seguito.

Per un elemento costituito da due correnti a parete piena, la forza normale di progetto nei correnti può essere ricavata da:

$$N_{C,Ed} = 0,5 \cdot N_{Ed} + \frac{M_{Ed} \cdot h_0 \cdot A_C}{2 \cdot J_{eff}}$$

dove:

- N_{Ed} è la forza normale di progetto dell'asta composta;
- h_0 è la distanza tra i baricentri dei correnti;
- A_C è l'area della sezione di ciascun corrente;
- J_{eff} è il momento di inerzia efficace della sezione dell'elemento composto;
- M_{Ed} è il momento di progetto dato da

$$M_{Ed} = \frac{N_{Ed} \cdot e_0 + M_{Ed}^I}{1 - N_{Ed} / N_{cr} - N_{Ed} / S_V}$$

in cui:

- $N_{cr} = \frac{\pi^2 E J_{eff}}{L^2}$ è il carico critico euleriano dell'asta composta;
- E_{dM} è il valore del massimo momento flettente agente in mezzzeria dell'asta composta;
- S_V è la rigidezza a taglio equivalente della tralicciatura o della calastrellatura.

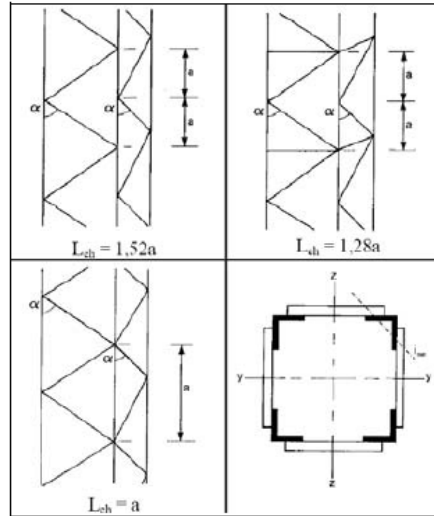
La verifica dei calastrelli e degli elementi di parete dei tralici nei campi estremi può essere eseguita considerando la forza di taglio nell'asta composta

$$V_{Ed} = \pi \frac{M_{Ed}}{L}$$

Devono essere verificati nei riguardi dei fenomeni di instabilità sia i diagonali sia i correnti. La verifica si esegue controllando che:

$$\frac{N_{c,Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$$

Nel caso dei correnti, $N_{c,Ed}$ è la forza normale di progetto, mentre $N_{b,Rd}$ è il carico critico, determinato in riferimento alla lunghezza di libera inflessione L_{ch} del corrente. Per correnti ad anima piena si può assumere $L_{ch}=a$, per correnti tralicciati L_{ch} dipende dallo schema adottato ed è indicato in figura.



La rigidezza equivalente dell'asta composta tralicciata può essere assunta uguale a

$$J_{\text{eff}} = 0,5 \cdot h_0^2 \cdot A_C$$

mentre la rigidezza equivalente a taglio della tralicciatura, S_V , può essere ricavata, in funzione dello schema di tralicciatura adottato, dalla Tabella C4.2.II.

Tabella C4.2.II Rigidezza a taglio equivalenti di aste tralicciate o calastrellate

Schema dell'asta composta (v. Figura C4.2.6)	(1)	(2)	(3)	(4)
S_V – rigidezza a taglio	$\frac{n \cdot EA_d \cdot a \cdot h_0^2}{d^3}$	$\frac{n \cdot EA_d \cdot a \cdot h_0^2}{2 \cdot d^3}$	$\frac{n \cdot EA_d \cdot a \cdot h_0^2}{d^3 \cdot \left[1 + \frac{A_d \cdot h_0^2}{A_V \cdot d^3} \right]}$	$\frac{24EJ_C}{a^2 \cdot \left[1 + \frac{2 \cdot J_C \cdot h_0}{n \cdot J_V \cdot a} \right]} \leq \frac{2\pi^2 E J_C}{a^2}$
<small>A_d: area dei diagonali, A_V: area dei calastrelli, J_V: momento di inerzia del calastrello, A_C: area di un corrente, n: numero di piani di tralicciatura o calastrellatura</small>				

9.1.2.2.-.Verifica piastra di base e tirafondi

9.1.2.2.1 Verifica a flessione monoassiale (retta)

Il momento flettente di calcolo M_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

dove la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione $M_{c,Rd}$ si valuta tenendo conto della presenza di eventuali fori in zona tesa per collegamenti bullonati o chiodati.

La resistenza di calcolo a flessione retta della sezione $M_{c,Rd}$ vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 1 e 2;}$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 3;}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 4;}$$

per le sezioni di classe 3, $W_{el,min}$ è il modulo resistente elastico minimo della sezione in acciaio;
 per le sezioni di classe 4, invece, il modulo $W_{eff,min}$ è calcolato eliminando le parti della sezione inattive a causa dei fenomeni di instabilità locali, secondo il procedimento esposto in UNI EN1993-1-5, e scegliendo il minore tra i moduli così ottenuti.

9.1.2.2.2 Verifica a taglio

In accordo con il paragrafo 4.2.4.1.2 delle NTC18, Il valore di calcolo dell'azione tagliante V_{Ed} deve rispettare la condizione:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,$$

dove la resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}$, in assenza di torsione, vale:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

dove A_v è l'area resistente a taglio.

Per profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f$$

per profilati a C o ad U caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + r) t_f;$$

per profilati ad I e ad H caricati nel piano delle ali si può assumere

$$A_v = A - \sum (h_w t_w);$$

per profilati a T caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = 0,9 (A - b t_f);$$

per profili rettangolari cavi "profilati a caldo" di spessore uniforme si può assumere

$A_v = Ah/(b+h)$ quando il carico è parallelo all'altezza del profilo,

$A_v = Ab/(b+h)$ quando il carico è parallelo alla base del profilo;

per sezioni circolari cave e tubi di spessore uniforme:

$$A_v = 2A/\pi;$$

dove:

- A è l'area lorda della sezione del profilo,
- b è la larghezza delle ali per i profilati e la larghezza per le sezioni cave,
- h_w è l'altezza dell'anima,
- h è l'altezza delle sezioni cave,
- r è il raggio di raccordo tra anima ed ala,
- t_f è lo spessore delle ali,
- t_w è lo spessore dell'anima.

In caso di verifica per effetti sismici oltre a questa verifica, per le travi, il taglio è incrementato della forza di taglio dovuta all'applicazione di momenti plastici equivalenti $M_{pl,Rd}$ nelle sezioni in cui è attesa la formazione delle cerniere plastiche. e nel caso delle colonne, le azioni non sismiche sono incrementate del fattore $1,1 \gamma_{Rd} \omega$.

9.1.2.2.3 Verifica a flessione e taglio

Se il taglio di calcolo V_{Ed} è inferiore a metà della resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}$

$$V_{Ed} \leq 0,5 V_{c,Rd}$$

si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione, eccetto nei casi in cui l'instabilità per taglio riduca la resistenza a flessione della sezione.

Se il taglio di calcolo V_{Ed} è superiore a metà della resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}$ bisogna tener conto dell'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Posto

$$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2$$

la resistenza a flessione si determina assumendo per l'area resistente a taglio A_v la tensione di snervamento ridotta $(1 - \rho) f_{yk}$.

9.1.2.2.4 Verifica di resistenza dei tirafondi

La verifica di stabilità di un'asta si effettua nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente

compressa. Deve essere:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

dove:

N_{Ed} è l'azione di compressione di calcolo,

$N_{b,Rd}$ è la resistenza all'instabilità nell'asta compressa, data da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3,}$$

e da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi^{A_{eff}} f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad \text{per le sezioni di classe 4.}$$

I coefficienti χ dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; essi si desumono, in funzione di appropriati valori della snellezza adimensionale λ , dalla seguente formula

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0$$

dove $\Phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$, α è il fattore di imperfezione, ricavato dalla Tab 4.2.VI, e la snellezza adimensionale $\bar{\lambda}$ è pari a

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3, e a}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \quad \text{per le sezioni di classe 4.}$$

9.1.2.2.5 Verifica a taglio dei tirafondi e a rifollamento piastra

Bisogna considerare, per ciascuna caratteristica della sollecitazione, i due possibili meccanismi di rottura per taglio e verificare che la resistenza del collegamento risulti sempre non minore di quella del profilato metallico:

- **Taglio tirafondo**

Si assume pari a quella calcolata come taglio del bullone:

La resistenza di calcolo a taglio dei bulloni e dei chiodi $F_{v,Rd}$, per ogni piano di taglio che interessa il gambo dell'elemento di connessione, può essere assunta pari a:

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}, \text{ bulloni classe 4.6, 5.6 e 8.8;}$$

$$F_{v,Rd} = 0,5 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}, \text{ bulloni classe 6.8 e 10.9;}$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tr} A_0 / \gamma_{M2}, \text{ per i chiodi.}$$

• **Rifollamento piastra**

La resistenza di calcolo a rifollamento $F_{b,Rd}$ del piatto dell'unione, bullonata o chiodata, può essere assunta pari a:

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2}$$

dove:

d è il diametro nominale del gambo del bullone,

t è lo spessore della piastra collegata,

f_{tk} è la resistenza a rottura del materiale della piastra collegata,

$\alpha = \min \{ e_1 / (3 d_0) ; f_{tb} / f_t ; 1 \}$ per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato,

$\alpha = \min \{ p_1 / (3 d_0) - 0,25 ; f_{tb} / f_t ; 1 \}$ per bulloni interni nella direzione del carico applicato,

$k = \min \{ 2,8 e_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5 \}$ per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato,

$k = \min \{ 1,4 p_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5 \}$ per bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico applicato,

essendo e_1 , e_2 , p_1 e p_2 indicati in Fig. 4.2.3 e d_0 il diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone,

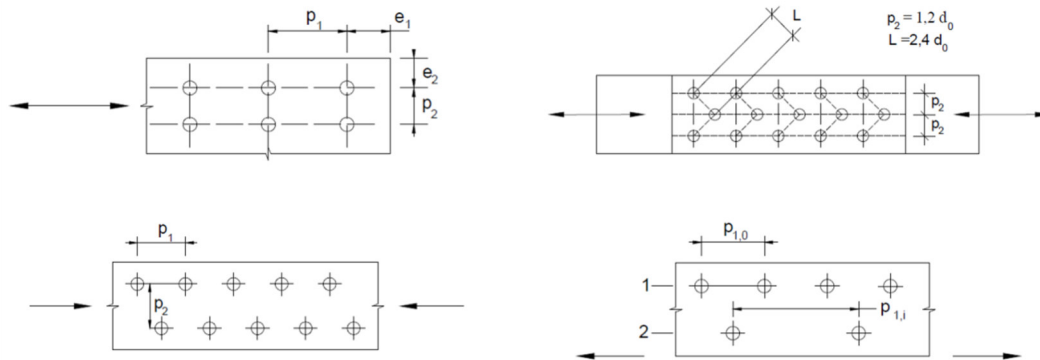


Figura 4.2.3 - Disposizione dei fori per le realizzazioni di unioni bullonate o chiodate

10.-..CRITERI DI CALCOLO E VERIFICA GEOTECNICA

In conformità al D.M. LL.PP. 17 Gennaio 2018: “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” si sono adottati i criteri per le verifiche ed il controllo della sicurezza geotecnica descritti nei paragrafi che seguono. In generale, si sono assunte le seguenti ipotesi:

- Sono state effettuate due verifiche distinte, in direzione trasversale e longitudinale (rispetto ai binari);
- Terreno presente solo lato binario e interamente scoperto lato esterno per le verifiche in direzione trasversale;
- Terreno presente da entrambi i lati per le verifiche in direzione longitudinale;
- Il terreno è stato considerato presente per tutta l’altezza del plinto, ad esclusione del cordolo sopra il plinto.

Il terreno spingente solo da un lato, vista l’ipotesi di lato libero dall’altro, è stato sempre considerato in condizioni di spinta attiva. La condizione di spinta attiva è stata mantenuta a maggior ragione in condizione sismica, considerando la spinta totale sismica con la formulazione di Mononobe-Okabe. Per le verifiche in direzione longitudinale, è stata usata la stessa formulazione per calcolare il coefficiente di spinta passiva in condizioni sismiche.

Oltre alla spinta in condizioni sismiche, è stata considerata anche l’azione inerziale sul blocco di fondazione pari al peso per il coefficiente k_n .

Nel calcolo delle spinte è stato considerato nullo l’angolo di attrito terra-muro δ sia in condizioni statiche che sismiche.

Nella verifica a scorrimento si è assunto l’angolo di attrito terreno-fondazione pari a $\delta=\varphi$.

10.1.-..VERIFICA A RIBALTAMENTO

In accordo con quanto previsto dalle NTC18, la verifica a ribaltamento risulta essere soddisfatta se:

$$M_{STAB} \geq M_{RIB}$$

In cui M_{RIB} è il momento valutato rispetto al piede del blocco di tutte le forze che tendono a far ruotare rigidamente il blocco stesso; mentre M_{STAB} è il momento di tutte le forze che si oppongono al ribaltamento rigido del blocco di fondazione.

Sia il momento ribaltante che il momento stabilizzante vengono valutati in accordo ai coefficienti di combinazione previsti dalle NTC18 e riportati nel precedente paragrafo.

10.2.-.VERIFICA A SCORRIMENTO

In accordo con quanto previsto dalle NTC18, la verifica a scorrimento sul piano di posa risulta essere soddisfatta se:

$$F_{SCOR} \leq R_{SCOR} = N \cdot \text{tg} \delta$$

In cui F_{SCOR} è la sommatoria di tutte le forze orizzontali che tendono a far scorrere il blocco di fondazione nella direzione di analisi; mentre R_{SCOR} è data dalla risultante di tutti i carichi verticali agenti sul piano di posa della fondazione moltiplicata per il coefficiente di attrito blocco/terreno di fondazione (posto pari alla tangente dell'angolo di attrito blocco/terreno di fondazione).

Analogamente a quanto già detto per la verifica a ribaltamento, le grandezze messe a confronto saranno adeguatamente valutate in accordo con i coefficienti di combinazione previsti dalla normativa di riferimento e riportati in precedenza.

10.3.-.VERIFICA A CARICO LIMITE

In accordo con quanto previsto dalle NTC18, la verifica a carico limite verticale risulta essere soddisfatta se:

$$R \leq Q_{lim}$$

In cui R è la risultante di tutte le forze agenti sul piano di posa della fondazione; mentre Q_{lim} è il carico limite verticale valutato con la formula trinomia di Terzaghi. Questa fornisce un carico limite a m², q_{lim} .

$$q_{lim} = N_q \gamma_1 D + N_c c + N_\gamma \gamma_2 B/2$$

in cui

- N_q , N_c , N_γ , sono i coefficienti di carico limite definiti in funzione dell'angolo di attrito interno del terreno e ricavati dal Viggiani;

- γ_1 : peso per unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione (posto pari al peso per unità di volume del terreno in esame, tenendo in conto della falda, come definito nel §4.3, $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$);

- D : è la profondità del piano di posa (posta pari all'altezza del blocco $H = 2,5 \text{ m}$);

- c : coesione del terreno (pari a zero per il terreno in esame);

- γ_2 : peso per unità di volume del terreno al di sotto del piano di posa della fondazione (posto pari al peso per unità di volume del terreno in esame, tenendo in conto della falda, come definito nel §4.3, $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$);

- B: larghezza della fondazione (posta pari alla dimensione nella direzione x, $L_x = 2,5 \text{ m}$).

La formulazione del carico limite così definita sarà necessario correggerla in funzione della forma della fondazione, della eccentricità del carico, della inclinazione del carico e della presenza della falda. A tal proposito, nelle verifiche che verranno esposte di seguito, si esplicheranno i coefficienti correttivi utilizzati nel caso in esame. Di seguito si espongono invece le formulazioni utilizzate per la valutazione di tali coefficienti.

Forma della fondazione

Forma della fondazione	Rettangolo di lati B ed L (B < L)	Quadrato , Cerchio (B = L)
ζ_q	$1 + \frac{B}{L} \cdot \tan(\varphi)$	$1 + \tan(\varphi)$
ζ_c	$1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \frac{N_q}{N_c}$
ζ_γ	$1 - 0,4 \cdot \frac{B}{L}$	0,6

Eccentricità del carico

Se la risultante dei carichi applicati in fondazione non passa per il baricentro dell'area di impronta della fondazione stessa, si tiene conto di tale eccentricità considerando una fondazione di dimensioni ridotte.

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{lim}} &= q_{\text{ult}} B' L' \\
 \text{con } B' &= B - 2 e_B \\
 L' &= L - 2 e_L
 \end{aligned}$$

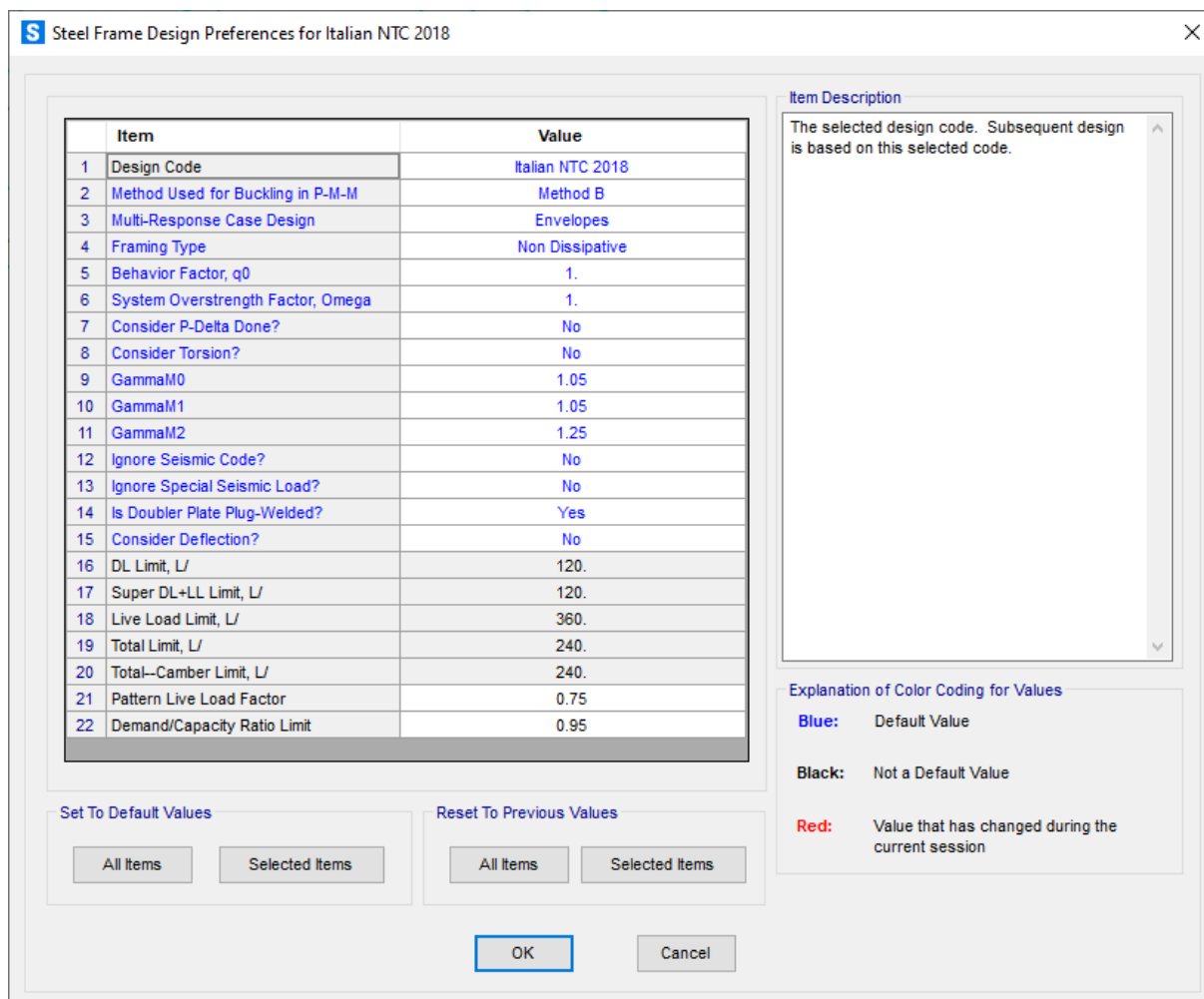
Inclinazione del carico

Forma della fondazione	Incoerente	Coesivo	Dotato di attrito e coesione
ξ_q	$[1 - \tan(\delta)]^m$	1	$\left[1 - \frac{q_H}{q_V + c \cdot \cotan(\varphi)}\right]^m$
ξ_c	–	$1 - \frac{m \cdot q_H}{N_c \cdot c}$	$\xi_q - \frac{1 - \xi_q}{N_c \cdot \tan(\varphi)}$
ξ_γ	$[1 - \tan(\delta)]^{(m+1)}$	–	$\left[1 - \frac{q_H}{q_V + c \cdot \cotan(\varphi)}\right]^{(m+1)}$

11.--VERIFICA STRUTTURA METALLICA

11.1.--VERIFICHE DI RESISTENZA

Per quanto concerne le strutture in elevazione, di seguito si riportano i principali screen delle verifiche eseguite. In Figura 26 l'unifilare in 3D, si noti la scala cromatica sul fianco. Gli elementi sono verificati secondo le vigenti norme NTC 18 come di seguito riportato:



In Figura 27 una vista prospettica, mentre in Figura 28 e Figura 29 sono evidenziati gli elementi rispettivamente del corrente inferiore e superiore.

Infine, in Figura 30, si riporta una sintesi delle verifiche sull'elemento con il tasso di lavoro più alto, 55%. Trattasi di un sezione alla base della colonna di profilo UPN220.

Tutti gli elementi risultano verificati.

Per ulteriori dettagli si rimanda ai tabulati di calcolo allegati.

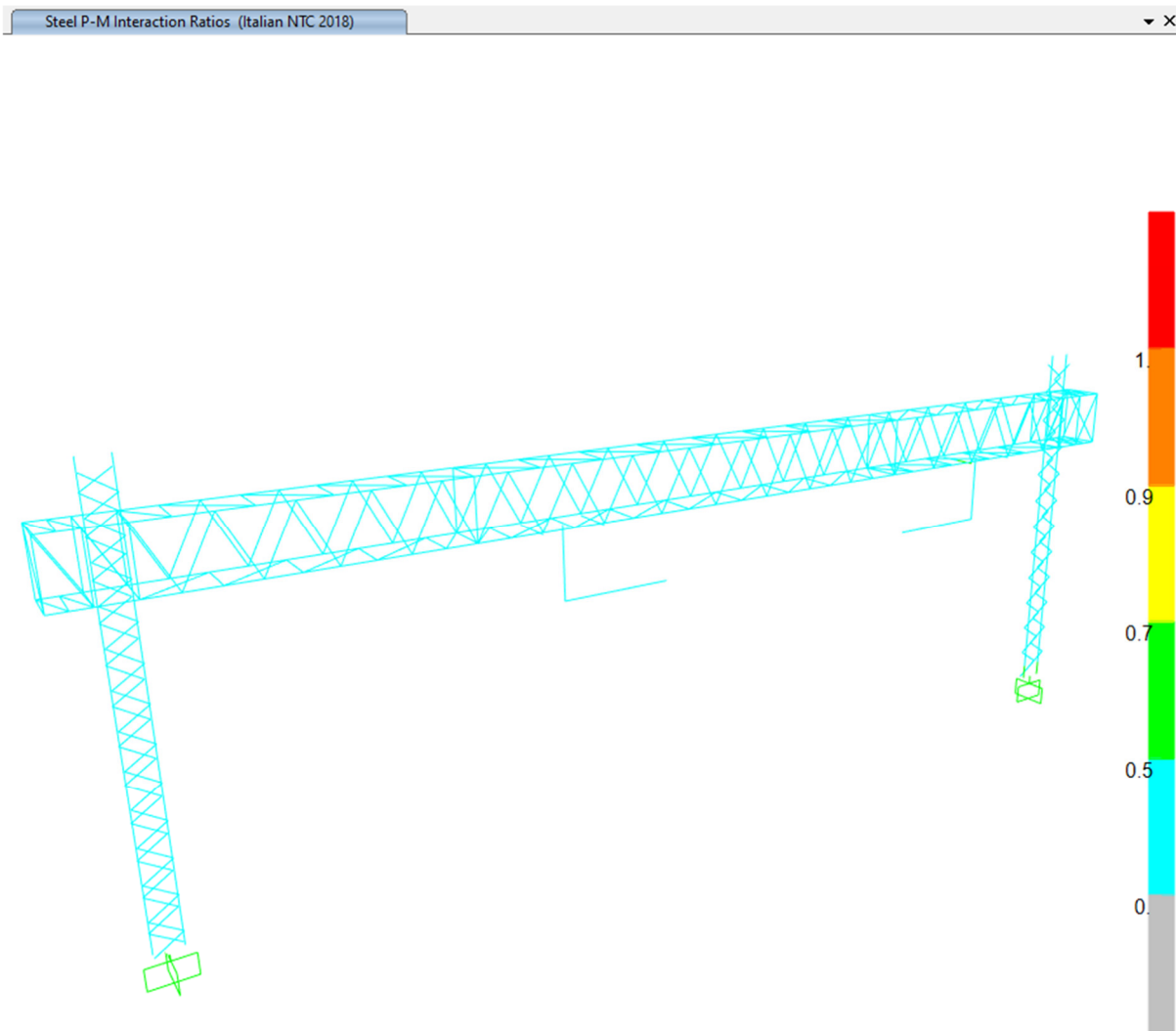


Figura 26

Steel P-M Interaction Ratios (Italian NTC 2018)

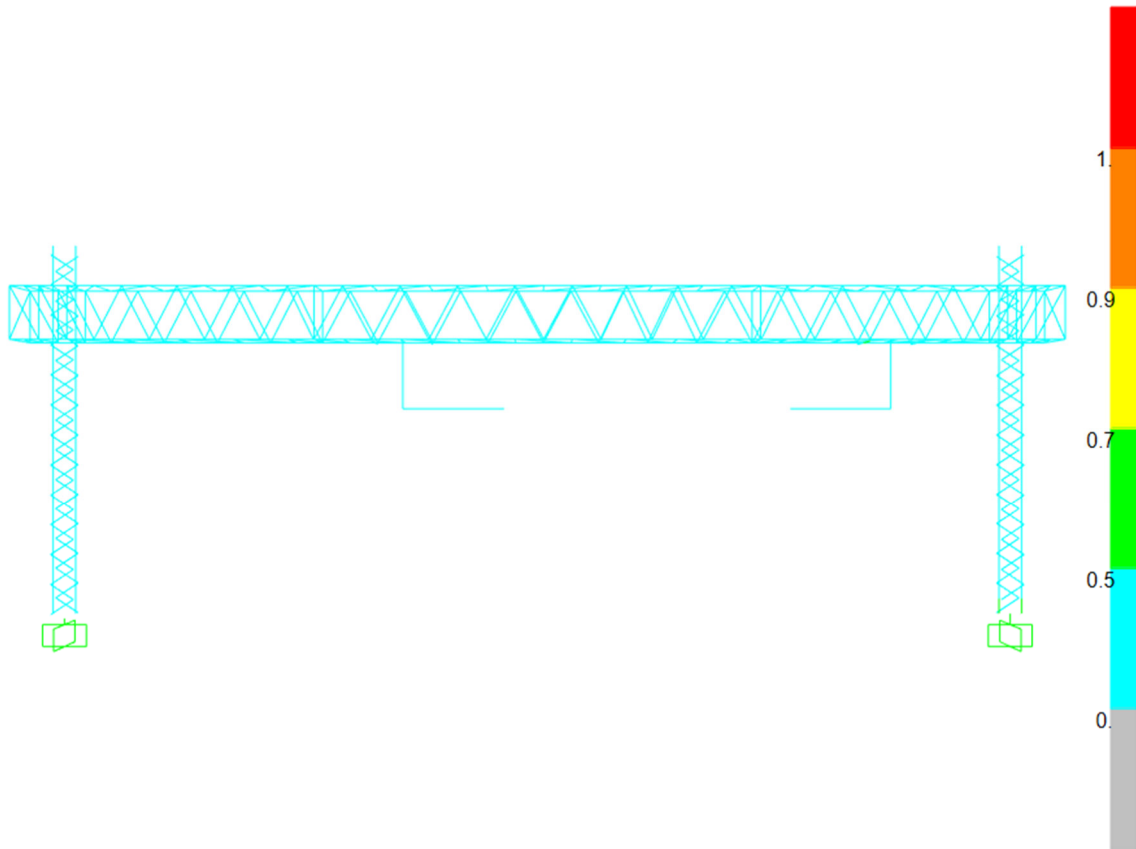


Figura 27

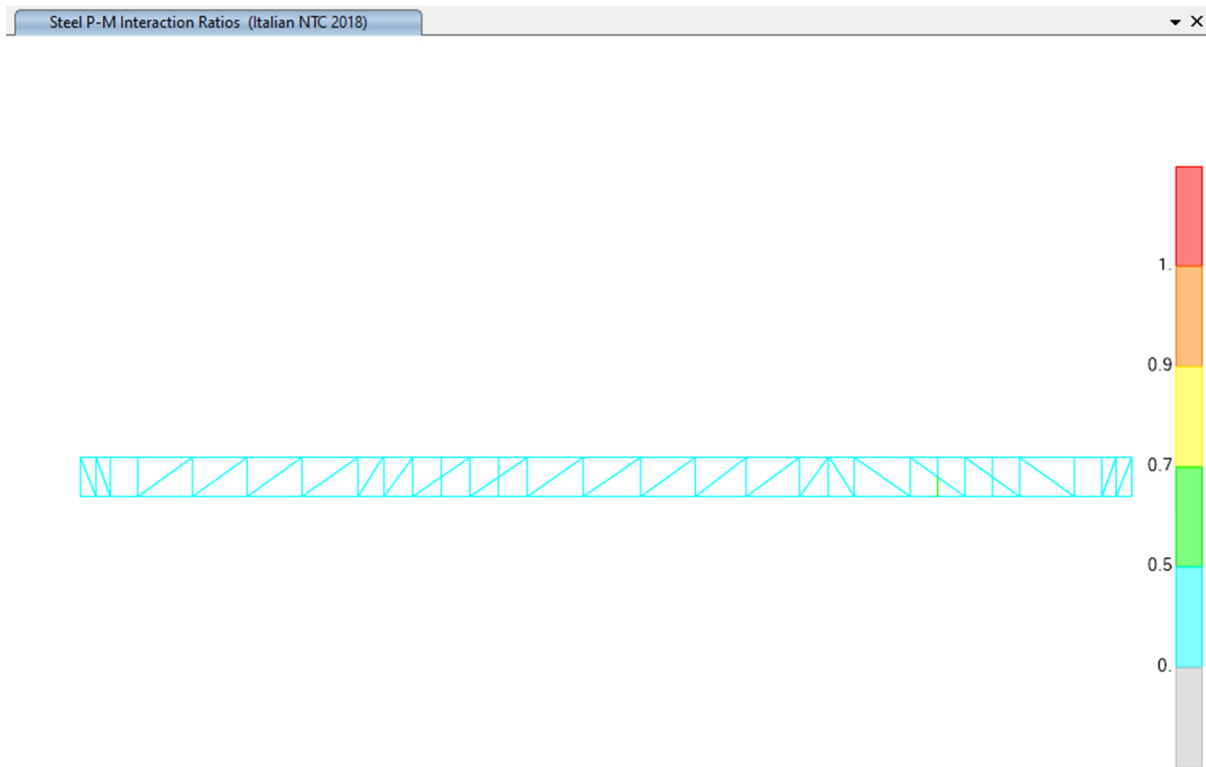


Figura 28

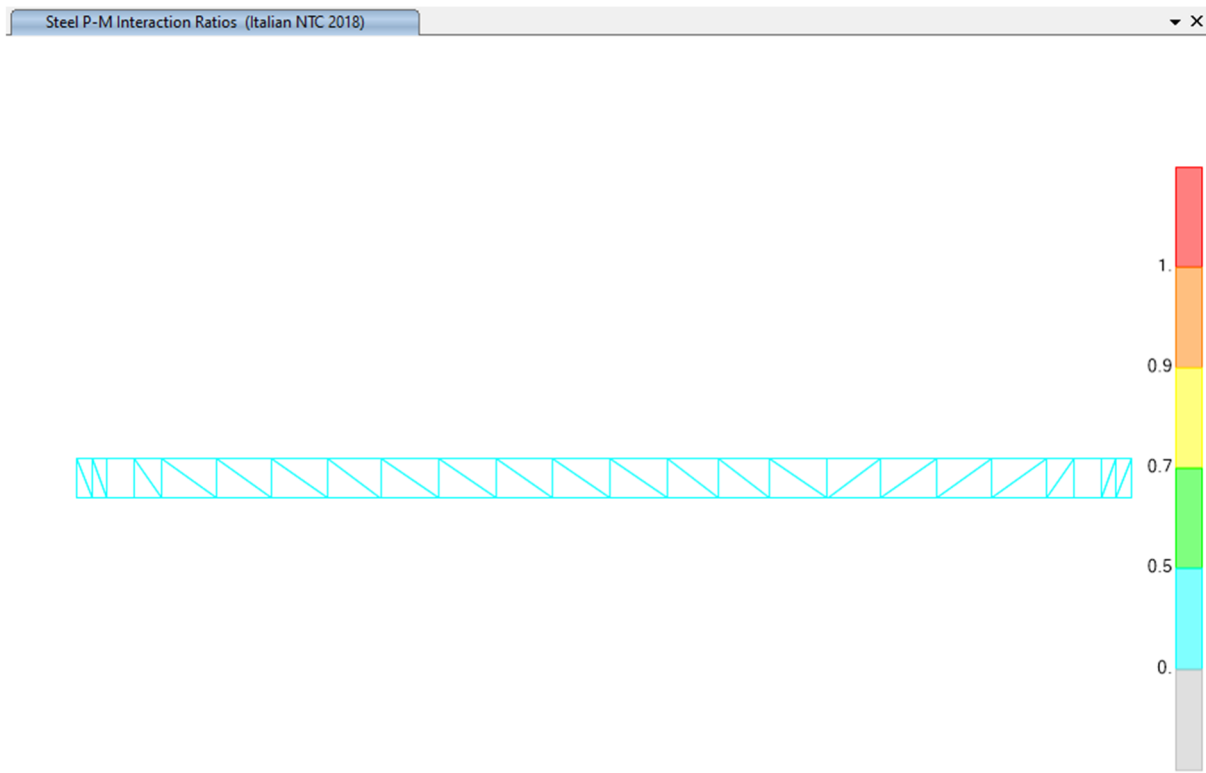


Figura 29

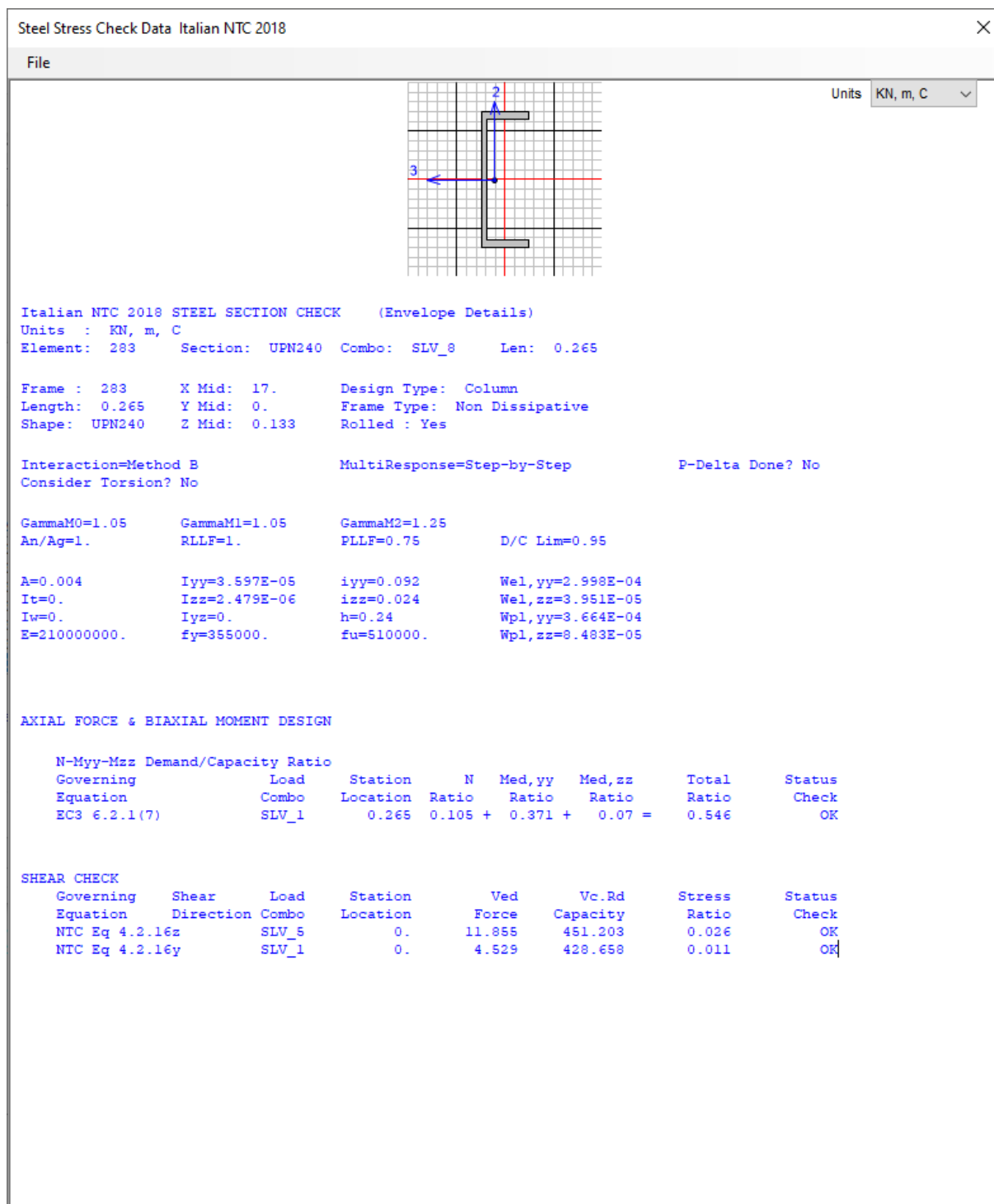


Figura 30

11.2.-.VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ

Con riferimento alla verifica agli stati limite di esercizio (4.2.4.2.1 NTC18), si deve effettuare la seguente verifica:

- stati limite di deformazione e/o spostamento, al fine di evitare deformazioni e spostamenti che possano compromettere l'uso efficiente della costruzione e dei suoi contenuti, nonché il suo aspetto estetico.

In particolare, i limiti di deformabilità sono definiti nella CNR10011 (§4.2.1.1), in cui è prescritto che la freccia massima dovuta al solo sovraccarico, è definita pari a $L/400$.

Come mostrato in Figura 31, il massimo franco treno-struttura, in direzione verticale, è pari a **450 mm**.

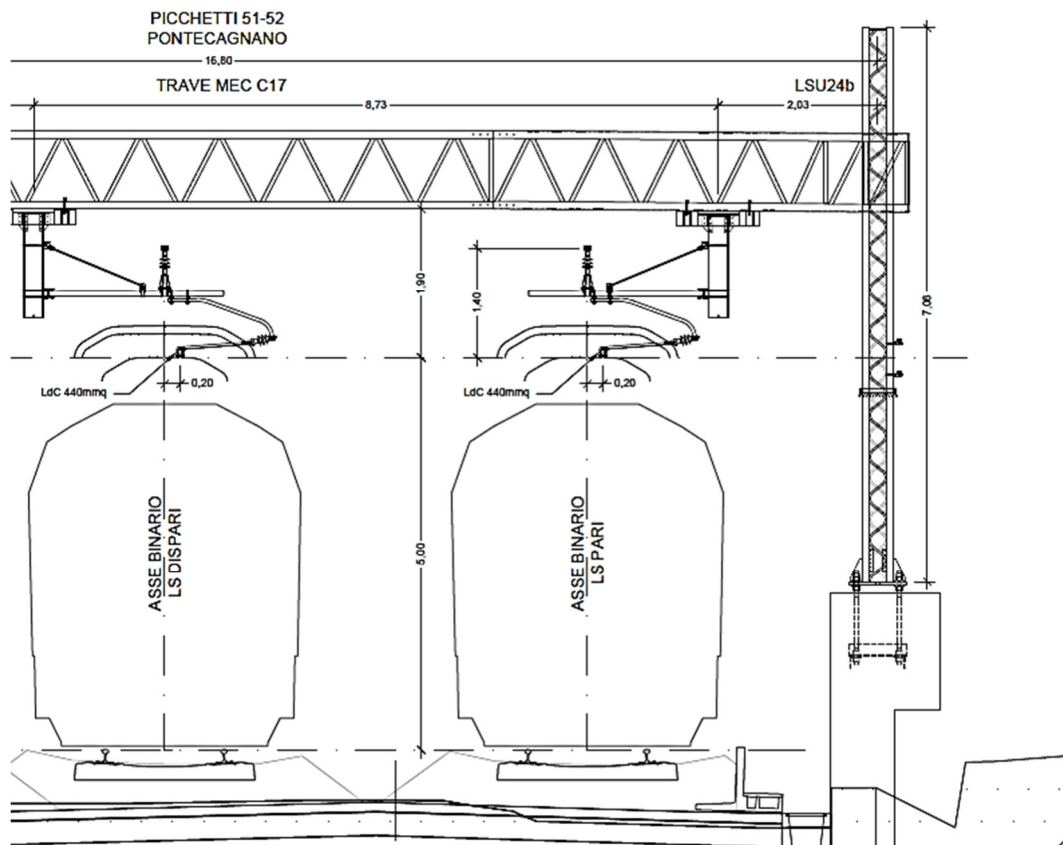


Figura 31

Si riporta uno screen della deformata sotto la condizione di carico E1-Q.Perm (vedi Tabella 2).

N.B. La scala è in [mm]

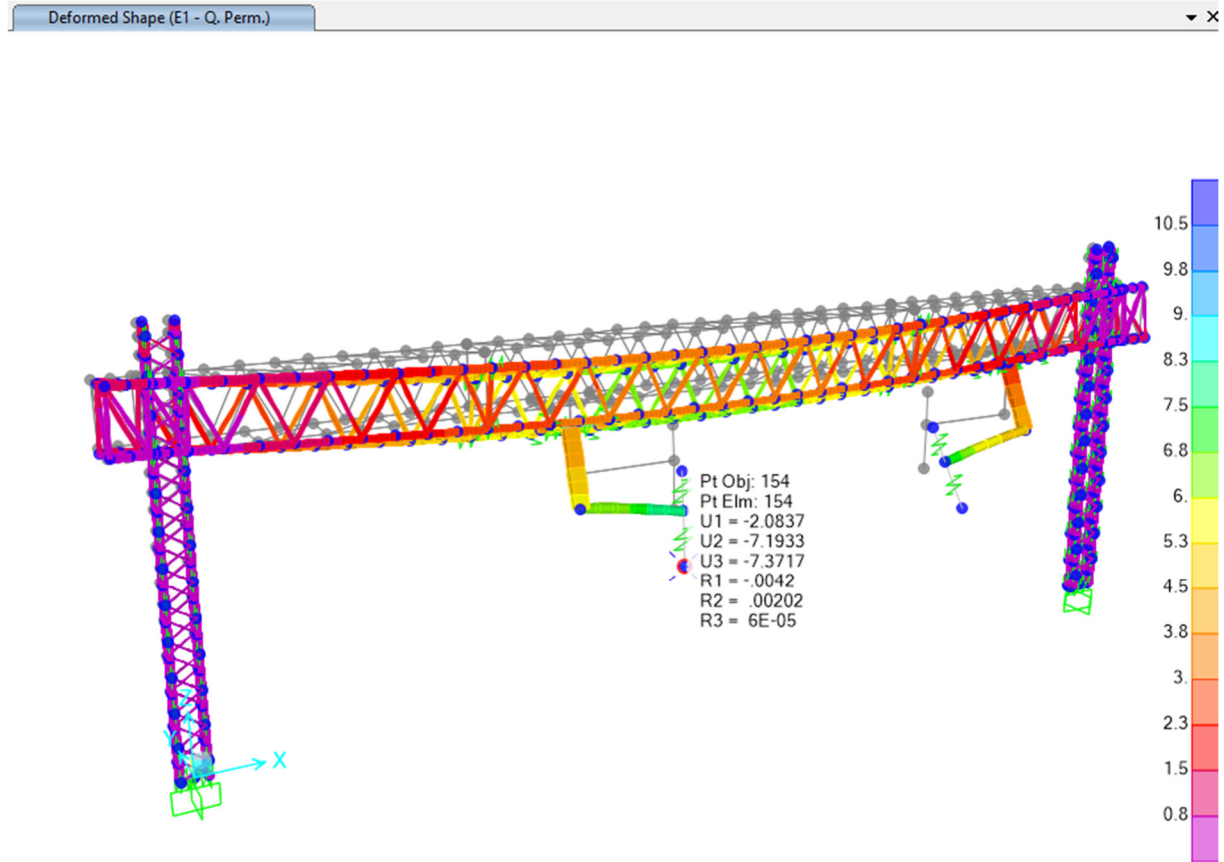


Figura 32

Il nodo in corrispondenza dei fili di contatto che subisce il maggior abbassamento ha uno spostamento pari a

S Joint Displacements				
Joint Object	154	Joint Element	154	
	1	2	3	
Trans	-2.08367	-7.19327	-7.37167	
Rotn	-0.0042	0.00202	6.312E-05	

450 mm > 7.2 mm

Verifica soddisfatta

12.-..ALLEGATI

Si considerano parte integrante di tale relazione di calcolo i seguenti allegati:

- ALLEGATO A: Model Definition
- ALLEGATO B1: Joint Reactions
- ALLEGATO B2: Element Forces Frames
- ALLEGATO B3: Joint Displacements
- ALLEGATO C: Steel Design
- ALLEGATO D: Modal Information