| Revisione | Data | Oggetto revisione | Redatto | Verificato | Approvato |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 09/2018 | REVISIONE | ANDREOLI | GATTI | CASSANI |
| 0 | 11/2017 | PRIMA EMISSIONE | SPIGARELLI | GATTI | CASSANI |

REGIONE LIGURIA

#ItaliaSicura
Presidenza del Consiglio dei Ministri

COMUNE DI GENOVA

# PIANO STRALCIO PER LE AREE METROPOLITANE E LE AREE URBANE CON ALTO LIVELLO DI POPOLAZIONE ESPOSTA AL RISCHIO DI ALLUVIONI

Presidenza del Consiglio dei Ministri

PRESIDENZA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI
COMMISSARIO STRAORDINARIO
delegato per l'attuazione degli interventi inseriti nell'A.d.P. del 16.09.2010 e ss.ii.
(ex art. 10 del D.L. n. 91 del 24.06.2014)

Commissario straordinario
**Dott. Giovanni TOTI**

PROGETTISTI

CAPOGRUPPO MANDATARIA:

ROCKSOIL S.p.A.
CONSULENZA E ASSISTENZA TECNICA
nel campo della GEOINGEGNERIA

MANDANTI:

art ambiente risorse territorio

HYDRODATA INGEGNERIA DELLE RISORSE IDRICHE

**Ing. Mario CANGIANO**

**Ing. Paolo GALLO**

**Ing. Francesco DE SANCTIS**

**Dott.ssa Francesca GIOMI**

RESPONSABILE STRUTTURA COMMISSARIALE
**Ing. Luca BERRUTI**

RESPONSABILE UNICO PROCEDIMENTO
**Ing. Stefano PINASCO**

Progettista responsabile integrazioni prestazioni specialistiche e Direttore Tecnico della mandataria.
Rocksoil S.p.A.
Ing. Giovanna Cassani
Ord. Ingg. Milano N° 20997




Progettista/Progettisti responsabili elaborato
Rocksoil S.p.A.
Ing. Giovanna Cassani
Ord. Ingg. Milano N° 20997




Intervento/Opera

## SECONDO LOTTO DEI LAVORI RELATIVI ALLA REALIZZAZIONE DELLA GALLERIA SCOLMATRICE DEL TORRENTE BISAGNO IN COMUNE DI GENOVA

PROGETTO ESECUTIVO

N° Progr. ----

Codice elaborato: BIS2E - R - OSM02 - RE01 - 1

Oggetto della tavola

OPERE DI SBOCCO A MARE

RINFORZO STATICO ARCONI DI CORSO ITALIA

GENERALE

Relazione tecnica e di calcolo

Scala: -

Data: 14 SETT. 2018

Codice FILE: BIS2E-R-OSM02-RE01-1.DWG

I DISEGNI E LE INFORMAZIONI IN ESSI CONTENUTE SONO PROPRIETA' ESCLUSIVA DELLA STRUTTURA COMMISSARIALE E NON POSSONO ESSERE MODIFICATI, RIPRODOTTI, RESI PUBBLICI O UTILIZZATI PER USI DIFFERENTI DA QUELLI PER CUI SONO STATI REDATTI, SALVO AUTORIZZAZIONE SCRITTA.

## INDICE

**1 INTRODUZIONE ..... 3**
**2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO ..... 6**
**3 MATERIALI UTILIZZATI ..... 7**
*3.1 Acciaio S355 ..... 7*
*3.2 Calcestruzzo C35/45 ..... 7*
*3.3 Acciaio B 450C ..... 7*
*3.4 Malta C25/30 ..... 8*
**4 DIMENSIONAMENTO DELLA STRUTTURA ..... 9**
*4.1 Analisi preliminare ..... 9*
*4.2 Travi HEB 280 (piedritto n. 1) ..... 9*
4.2.1 Analisi dei carichi ..... 10
4.2.2 Schema statico ..... 10
4.2.3 Deformabilità ..... 10
4.2.4 Stato limite ultimo (SLU) ..... 10
*4.3 Trave secondaria (piedritto n. 1) ..... 10*
4.3.1 Analisi dei carichi ..... 11
4.3.2 Schema statico ..... 11
4.3.3 Deformabilità ..... 11
4.3.4 Stato limite ultimo (SLU) ..... 12
4.3.5 Stabilità flesso torsionale ..... 12
*4.4 Trave principale (piedritto n. 1) ..... 12*
4.4.1 Analisi dei carichi ..... 13
4.4.2 Schema statico ..... 13
4.4.3 Deformabilità ..... 13
4.4.4 Stato limite ultimo (SLU) ..... 14
4.4.5 Stabilità flesso torsionale ..... 15
*4.5 Soletta di completamento ..... 15*
4.5.1 Analisi dei carichi ..... 15
4.5.2 Stato limite ultimo (SLU) e di esercizio (SLE) ..... 16
*4.6 Travi HEB 320 (piedritto n. 2) ..... 17*
4.6.1 Analisi dei carichi ..... 17
4.6.2 Schema statico ..... 18
4.6.3 Deformabilità ..... 18
4.6.4 Stato limite ultimo (SLU) ..... 18
*4.7 Trave secondaria (piedritto n. 2) ..... 18*
4.7.1 Analisi dei carichi ..... 19
4.7.2 Schema statico ..... 19
4.7.3 Deformabilità ..... 19
4.7.4 Stato limite ultimo (SLU) ..... 20
4.7.5 Stabilità flesso torsionale ..... 20
*4.8 Trave principale (piedritto n. 2) ..... 20*
4.8.1 Analisi dei carichi ..... 21
4.8.2 Schema statico ..... 21
4.8.3 Deformabilità ..... 21
4.8.4 Stato limite ultimo (SLU) ..... 22
4.8.5 Stabilità flesso torsionale ..... 23
*4.9 Trave di chiusura lato monte ..... 23*

4.9.1 Analisi dei carichi ..... 23
4.9.2 Stato limite ultimo (SLU) e di esercizio (SLE) ..... 23
*4.10 Collegamenti* ..... *24*
4.10.1 Travi HEB 280 (320) – trave secondaria ..... 25
4.10.2 Trave secondaria – trave principale ..... 25
4.10.3 Trave principale – pilastro in calcestruzzo armato ..... 25
*4.11 Valutazione dell'azione sismica* ..... *25*
**5 VERIFICA PILE ADIACENTI ..... 27**
*5.1 Verifiche geotecniche* ..... *27*
5.1.1 Carichi e caratteristiche fisiche considerate ..... 27
5.1.2 Dati geometrici ..... 28
5.1.3 Verifica di capacità portante (Terzaghi – Brinch Hansen) ..... 30
*5.2 Considerazioni strutturali* ..... *33*
**ALLEGATO ..... 34**
*Indagini strutturali* ..... *34*

# 1 INTRODUZIONE

La struttura oggetto del dimensionamento è dedicata al supporto di nr. 2 pile del viadotto ad arconi in muratura che interferiscono con la nuova struttura interrata che costituisce lo scolmatore. Per questioni prettamente strutturali e funzionali, si è scelto di sorreggere le pile con una struttura in acciaio totalmente indipendente, completata da una soletta in calcestruzzo realizzata all'estradosso che ne migliora le caratteristiche meccaniche e rende fruibili gli spazi posti al di sopra. Si noti che la struttura è ubicata in prossimità del mare dove i vapori con contenuto salino, nonché spray sospesi in aria, sono condizioni ordinarie.

Considerato che l'intervento strutturale riguarda una sola coppia di pile del viadotto e considerato che la statica della struttura esistente viene completamente ripristinata attraverso un massiccio intervento di rinforzo sia in fase transitoria (graticcio di travi e solaio collaborante) che in fase definitiva (galleria con riempimento a tergo in cls), si ritiene che lo stesso possa essere classificato come **"Intervento locale"** e quindi trattato come prescritto al punto **8.4.3** delle NTC'08. Nella fattispecie quindi, il progetto e le verifiche strutturali dell'intervento riguardano solo le singole parti e le componenti della struttura direttamente interessate dalla "variante" (coppia di pile centrali e pile adiacenti interessate dal passaggio della berlinese di micropali). Pertanto, nella presente relazione vengono riportate unicamente verifiche strutturali e geotecniche limitatamente alle strutture direttamente interessate dall'intervento e analizzata condizioni statiche. Dalle verifiche condotte è possibile concludere che i livelli di sicurezza sono accettabili e in linea con le prescrizioni normative, senza che vi siano limitazioni di utilizzo del viadotto in fase definitiva.

Di seguito si descrive il dimensionamento della struttura di supporto, formata dalle seguenti parti principali (vedi Figura 1-1):

- trave principale saldata composta;
- trave secondaria saldata composta;
- travi HEB 280 (HEB 320 nel piedritto più interno);
- soletta in calcestruzzo armato di completamento.

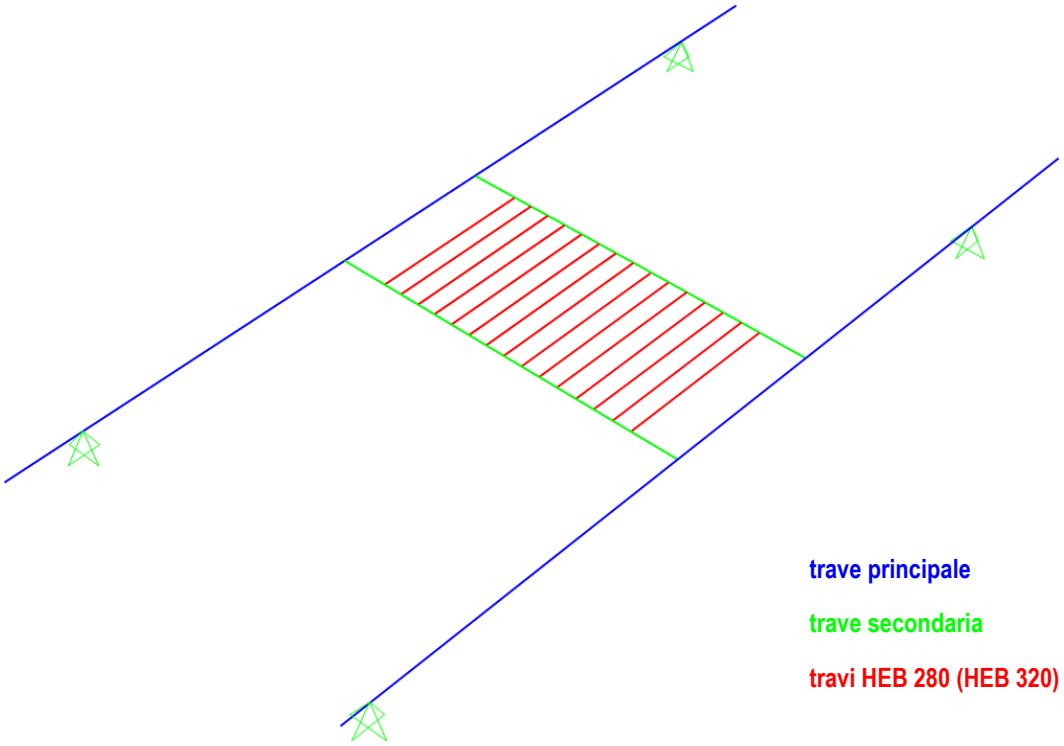



Figura 1-1: Struttura di supporto del viadotto; elementi metallici principali.

La struttura di supporto sarà messa in opera per fasi successive in modo da perturbare il meno possibile la struttura esistente. A seguito della realizzazione delle opere di contenimento del terreno (fase 01) e scavo (fase 02), saranno predisposti i setti perimetrali sui quali poggeranno le travi principali (fase 03). La struttura metallica deve essere montata (fase 05) prima della demolizione delle colonne. In particolare i profili HEB 280 (e HEB 320) saranno messi in opera ad uno ad uno perforando il piedritto con una fresa per carotaggi in modo da realizzare un processo del tipo “taglia e cuci” in cui l’elemento verticale di sostegno del viadotto sarà tagliato solo in una porzione limitata per poi immediatamente ripristinare la continuità verticale con l’inserimento dei profili metallici e la loro seguente sigillatura, sia all’estradosso che all’intradosso, con l’iniezione di malte. Solo una volta completato il montaggio della struttura metallica si procederà con la demolizione della parte inferiore dei piedritti (fase 06) e successiva realizzazione della soletta di fondazione (fase 07) e della soletta di copertura/completamento (fase 08) in calcestruzzo armato. La Figura 1-2 riassume alcune delle fasi precedentemente descritte.

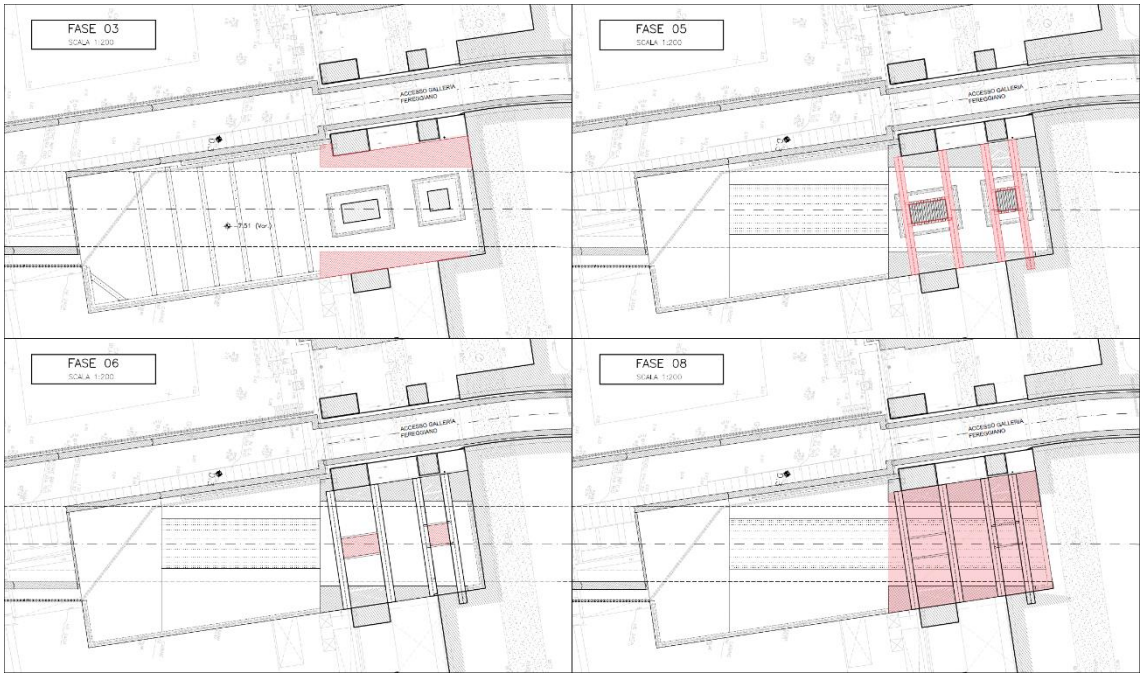



Figura 1-2: Struttura di supporto del viadotto; fasi realizzative.

# 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per la progettazione dell'intervento (ed anche per il suo dimensionamento) si fa riferimento al corpo normativo nazionale ovvero al D.M. 14 gennaio 2008 *"Norme tecniche per le costruzioni"* (nel prosieguo brevemente indicato con NTC2008) e alla relativa Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 *"Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008"*. In alcuni casi, o per incompletezza o perché espressamente richiamati, e sempre nel rispetto della normativa nazionale vigente, si è fatto riferimento anche ad altri documenti. In particolare il corpo normativo degli Eurocodici.

# 3 MATERIALI UTILIZZATI

Si fa riferimento alle prescrizioni contenute ai §§ 4.1, 4.2, 11.2.10 e 11.3 delle NTC2008, nei quali sono fissate le caratteristiche meccaniche e reologiche dei materiali strutturali. Si riportano di seguito quelle proprietà utili al calcolo delle sollecitazioni e al dimensionamento degli elementi strutturali.

## 3.1 Acciaio S355

Le opere in carpenteria metallica sono realizzate con acciaio S355 e viti di classe 8.8.

| Proprietà | Valore | u.m. |
|---|---|---|
| peso specifico, $\gamma_s$ | 77,01 | kN/m$^3$ |
| coefficiente di dilatazione termica, $\alpha_t$ | 1,2·10$^{-5}$ | °C$^{-1}$ |
| modulo elastico, $E_s$ | 210 000 | N/mm$^2$ |
| coefficiente di Poisson, v | 0,3 | - |
| tensione caratteristica di snervamento s ≤ 40 mm, $f_{yk}$ | 355 | N/mm$^2$ |
| tensione caratteristica di rottura s ≤ 40 mm, $f_{tk}$ | 510 | N/mm$^2$ |
| tensione caratteristica di snervamento s > 40 mm, $f_{yk}$ | 335 | N/mm$^2$ |
| tensione caratteristica di rottura s > 40 mm, $f_{tk}$ | 470 | N/mm$^2$ |
| tensione di progetto s ≤ 40 mm, $f_{yd}$ | 338,1 | N/mm$^2$ |
| tensione di progetto s > 40 mm, $f_{yd}$ | 319,0 | N/mm$^2$ |

Tabella 3-1: Caratteristiche dell'acciaio S355.

## 3.2 Calcestruzzo C35/45

È stato scelto un calcestruzzo di classe C 35/45.

| Proprietà | Valore | u.m. |
|---|---|---|
| peso specifico, $\gamma_{cls}$ | 25,00 | kN/m$^3$ |
| coefficiente di dilatazione termica, $\alpha_t$ | 1,0·10$^{-5}$ | °C$^{-1}$ |
| modulo elastico, $E_{cm}$ | 34 077 | N/mm$^2$ |
| coefficiente di Poisson, v | 0,2 | - |
| resistenza caratteristica a compressione (cilindrica), $f_{ck}$ | 35,00 | N/mm$^2$ |
| resistenza media a compressione, $f_{cm}$ | 43,00 | N/mm$^2$ |
| resistenza media a trazione, $f_{ctm}$ | 3,21 | N/mm$^2$ |
| resistenza caratteristica a trazione, $f_{ctk}$ | 2,25 | N/mm$^2$ |
| resistenza di progetto a compressione, $f_{cd}$ | 19,83 | N/mm$^2$ |
| resistenza di progetto a trazione, $f_{ctd}$ | 1,50 | N/mm$^2$ |
| resistenza di progetto di aderenza (φ≤32 mm), $f_{bd}$ | 3,37 | N/mm$^2$ |

Tabella 3-2: Caratteristiche del calcestruzzo C35/45.

## 3.3 Acciaio B 450C

L'acciaio scelto per armare le opere in calcestruzzo è il B 450C.

| Proprietà | Valore | u.m. |
|---|---|---|
| peso specifico, $\gamma_s$ | 77,01 | kN/m$^3$ |
| coefficiente di dilatazione termica, $\alpha_t$ | 1,2·10$^{-5}$ | °C$^{-1}$ |
| modulo elastico, $E_s$ | 210 000 | N/mm$^2$ |
| coefficiente di Poisson, v | 0,3 | - |
| tensione nominale di rottura, $f_{t,nom}$ | 540 | N/mm$^2$ |
| tensione nominale di snervamento, $f_{y,nom}$ | 450 | N/mm$^2$ |
| tensione caratteristica di rottura, $f_{tk}$ | 540 | N/mm$^2$ |
| tensione caratteristica di snervamento, $f_{yk}$ | 450 | N/mm$^2$ |
| tensione di progetto, $f_{yd}$ | 391,3 | N/mm$^2$ |
| deformazione al limite elastico, $\varepsilon_{yd}$ | 1,86 | ‰ |

Tabella 3-3: Caratteristiche dell'acciaio B 450C.

## 3.4 Malta C25/30

Materiale con additivi di tipo espansivo da impiegarsi per il riempimento e la sigillatura delle travi di supporto inserite nei piedritti murari degli arconi.

| Proprietà | Valore | u.m. |
|---|---|---|
| peso specifico, $\gamma_{cls}$ | 25,00 | $kN/m^3$ |
| coefficiente di dilatazione termica, $\alpha_t$ | $1,0 \cdot 10^{-5}$ | $°C^{-1}$ |
| modulo elastico, $E_{cm}$ | 31 476 | $N/mm^2$ |
| coefficiente di Poisson, v | 0,2 | - |
| resistenza caratteristica a compressione (cilindrica), $f_{ck}$ | 25,00 | $N/mm^2$ |
| resistenza media a compressione, $f_{cm}$ | 33,00 | $N/mm^2$ |
| resistenza media a trazione, $f_{ctm}$ | 2,56 | $N/mm^2$ |
| resistenza caratteristica a trazione, $f_{ctk}$ | 1,80 | $N/mm^2$ |
| resistenza di progetto a compressione, $f_{cd}$ | 14,17 | $N/mm^2$ |
| resistenza di progetto a trazione, $f_{ctd}$ | 1,20 | $N/mm^2$ |
| resistenza di progetto di aderenza ($\varphi \leq 32$ mm), $f_{bd}$ | 2,69 | $N/mm^2$ |

Tabella 3-4: Caratteristiche della malta C25/30.

# 4 DIMENSIONAMENTO DELLA STRUTTURA

La struttura è stata dimensionata in accordo alle NTC2008, sia per quanto riguarda gli elementi in carpenteria metallica che quelli in calcestruzzo armato. I vari elementi strutturali sono stati modellati e analizzati con l'ausilio di un software agli elementi finiti, nella fattispecie SAP2000, e ove possibile anche con procedimenti di tipo analitico (usati anche come termine di confronto degli output del codice di calcolo).

## 4.1 Analisi preliminare

In fase preliminare è stato valutato accuratamente il carico portato dai piedritti in condizioni statiche, sia attraverso procedure geometriche (aree di influenza) che attraverso una modellazione più accurata agli elementi finiti (vedi Figura 4-1).

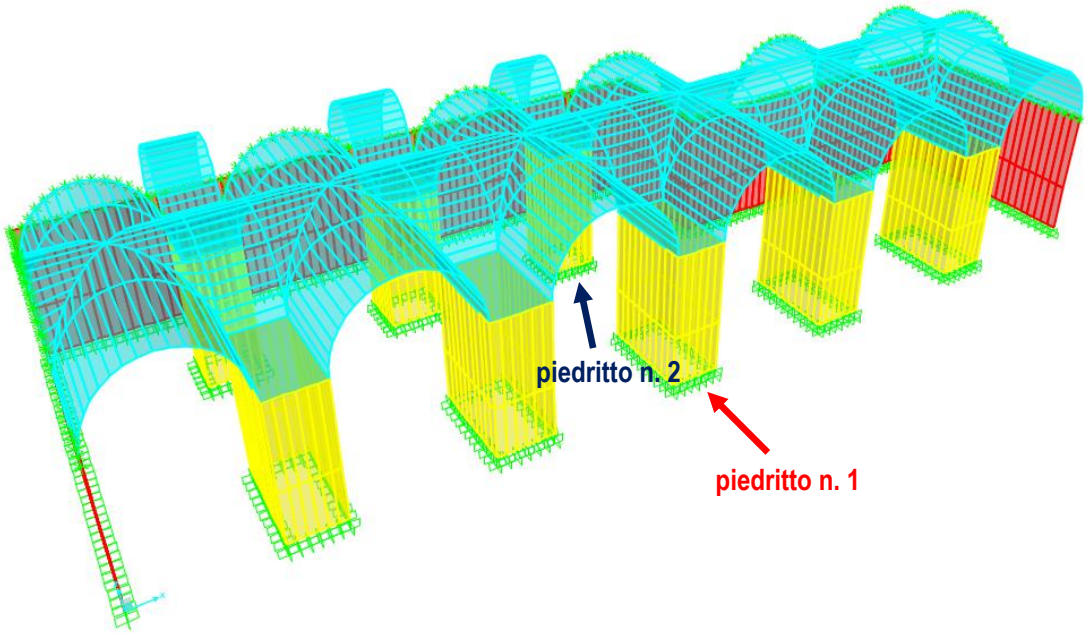



Figura 4-1: Vista del modello 3D realizzato con SAP2000.

Dalle analisi effettuate si è evidenziato che in condizioni statiche il piedritto principale (identificato nel prosieguo come piedritto n. 1) sorregge, all'altezza del piano d'imposta delle arcate a tutto sesto (esclusa la colonna), un volume di circa 238,5 $m^3$ di pietre e riempimento. Considerando un peso massimo di 26,0 $kN/m^3$, compatibile con i sondaggi effettuati, il carico portato al piano d'imposta è 6200 kN. Si noti che sia l'analisi FEM che la stima per aree d'influenza hanno restituito un risultato molto simile con differenza inferiore al 2%. Invece il piedritto più interno sorregge, all'altezza del piano d'imposta delle volte, un carico di 5480 kN.

## 4.2 Travi HEB 280 (piedritto n. 1)

Queste travi formano il piano di appoggio del piedritto e saranno messe in opera prima di demolire la muratura in pietra sottostante attraverso carotaggi successivi. Sono realizzate con profili commerciali della serie HEB 280 in acciaio S355, per un totale di 15 profili affiancati.

### 4.2.1 *Analisi dei carichi*

La struttura è prevalentemente soggetta a carichi permanenti dati dal peso proprio della struttura supportata e il peso proprio degli elementi strutturali, come riassunto in Tabella 4-1.

| Carico | Valore | u.m. |
|---|---|---|
| Sovrastruttura | 176,60 | kN/m |
| peso proprio | 1,01 | kN/m |
| Accidentali | 10,03 | kN/m |

Tabella 4-1: Trave HEB 280; carichi portati.

I carichi accidentali sono associati al transito prevalentemente pedonale sopra il viadotto. La superficie di influenza è pari a circa 69 m$^2$, a cui corrisponde un sovraccarico di 414 kN, da considerarsi solo ai fini delle analisi allo stato limite ultimo.

### 4.2.2 *Schema statico*

Ciascun elemento è considerato come una trave semplicemente appoggiata in corrispondenza delle travi secondarie. Si assume una luce di calcolo pari a 2,85 m, ovvero la larghezza della colonna (2,45 m) più l'ingombro delle travi secondarie che sono affiancate al piedritto.

### 4.2.3 *Deformabilità*

Per contenere la deformabilità dell'intero sistema, si è deciso di limitare la freccia massima di queste travi a 5 mm. Con riferimento alla teoria elastica, portando in conto la sola deformabilità flessionale, si ottiene:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{PL^3}{EJ_x} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(176{,}60+1{,}01)\cdot 2{,}85^4 \cdot 10^{12}}{210000 \cdot 19270 \cdot 10^4} = 3{,}77 \text{ mm}$$

Si noti che questo valore è stato ottenuto considerando il carico uniforme agente anche al di fuori dell'area di impronta della colonna, risultando in una trave sovraccaricata di circa il 15%. Lo stesso approccio è stato usato per la valutazione delle azioni flettenti cui al paragrafo successivo.

### 4.2.4 *Stato limite ultimo (SLU)*

In condizioni ultime, gli sforzi agenti sulle travi valgono:

$$M_{Ed}^{SLU} = \frac{qL^2}{8} = \frac{[1{,}3\cdot(176{,}60+1{,}01)+1{,}5\cdot 10{,}03]\cdot 2{,}85^2}{8} = 249{,}7 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed}^{SLU} = \frac{qL}{2} = \frac{[1{,}3\cdot(176{,}60+1{,}01)+1{,}5\cdot 10{,}03]\cdot 2{,}45}{2} = 301{,}3 \text{ kN} < 0{,}5V_{pl,Rd} = 401{,}4 \text{ kN}$$

In condizioni elastiche, la massima tensione normale è data da:

$$\sigma_{max} = \frac{M_{Ed}^{SLU}}{W_{el}} = \frac{249{,}7\cdot 10^6}{1376\cdot 10^3} = 181{,}47 \text{ N/mm}^2 < f_{yk}/\gamma_{M0} = 338 \text{ N/mm}^2$$

Le verifiche sono tutte soddisfatte. Si noti che il taglio di calcolo è inferiore alla metà del taglio resistente: è dunque possibile non considerare l'interazione tra taglio e momento flettente (cfr. § 4.2.4.1.2 delle NTC2008).

## 4.3 Trave secondaria (piedritto n. 1)

Le due travi che collegano il "letto" di profili HEB 280 alle travi principali sono realizzate con profili a doppia T saldati composti, in acciaio S355. Questi elementi sono inseriti in pancia alle travi principali, trasversalmente ad esse, e affiancate al piedritto. Dal punto di vista geometrico, la trave secondaria è formata da piattabande 400x40 mm e anima 25x1070 mm per un ingombro totale vuoto per pieno di 400x1150 mm. La Tabella 4-2 riassume le principali proprietà della sezione progettata.

| Proprietà | Valore | u.m. |
|---|---|---|
| peso per unità di lunghezza, G | 4,52 | kN/m |
| area, A | 58 750 | $mm^2$ |
| inerzia attorno all'asse *x*, $J_x$ | $1{,}2413 \cdot 10^{10}$ | $mm^4$ |
| inerzia attorno all'asse *y*, $J_y$ | $4{,}2806 \cdot 10^{8}$ | $mm^4$ |
| modulo di resistenza, $W_x$ | $2{,}1588 \cdot 10^{7}$ | $mm^3$ |
| modulo di resistenza, $W_y$ | $2{,}1403 \cdot 10^{6}$ | $mm^3$ |

Tabella 4-2: Trave secondaria; proprietà del profilo saldato composto.

Si noti che il rapporto tra la lunghezza dell'ala della piattabanda compressa e lo spessore della stessa vale c/t = 190/40 = 4,75 < 7,29 (classe 1, S355); mentre il rapporto tra l'altezza dell'anima inflessa e il suo spessore vale c/t = 1070/20 = 42,80 < 58,32 (classe 1, S355). Il profilo progettato è dunque in classe 1, ovvero è possibile attingere alla sua resistenza plastica e possono essere esclusi fenomeni di instabilità locale che ne ridurrebbero la sezione efficacie di calcolo.

### 4.3.1 *Analisi dei carichi*

La struttura è prevalentemente soggetta ai carichi permanenti dati dal peso proprio della struttura supportata e il peso proprio degli elementi strutturali, come riassunto in Tabella 4-3.

| Carico | Valore | u.m. |
|---|---|---|
| sovrastruttura | 697,85 | kN/m |
| peso proprio elementi portati | 4,64 | kN/m |
| peso proprio | 4,52 | kN/m |
| accidentali | 44,52 | kN/m |

Tabella 4-3: Trave secondaria; carichi portati.

I carichi accidentali sono associati al transito prevalentemente pedonale sopra il viadotto. La superficie di influenza è pari a circa 69 $m^2$, a cui corrisponde un sovraccarico di 414 kN, da considerarsi solo ai fini delle analisi allo stato limite ultimo.

### 4.3.2 *Schema statico*

Ciascun elemento è considerato come una trave semplicemente appoggiata in corrispondenza delle travi principali. Si assume una luce di calcolo pari a 5,65 m, ovvero la lunghezza della colonna (4,65 m) più l'ingombro delle travi principali che sono affiancate al piedritto.

### 4.3.3 *Deformabilità*

Per contenere la deformabilità dell'intero sistema, si è deciso di limitare la freccia massima di queste travi a circa 5 mm. Con riferimento alla teoria elastica, portando in conto la sola deformabilità flessionale, si ottiene:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{PL^3}{EJ_x} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(697{,}85+4{,}64+4{,}52) \cdot 5{,}65^4 \cdot 10^{12}}{210000 \cdot 1{,}2413 \cdot 10^{10}} = 3{,}60 \text{ mm}$$

Si noti che questo valore è stato ottenuto considerando il carico uniforme agente anche al di fuori dell'area di impronta della colonna, risultando in una trave sovraccaricata di circa il 15%. Da un'analisi agli elementi finiti che porta in conto l'effettiva distribuzione del carico e anche la deformabilità a taglio, si ottiene una freccia massima pari a 4,8 mm (vedi Figura 4-2).

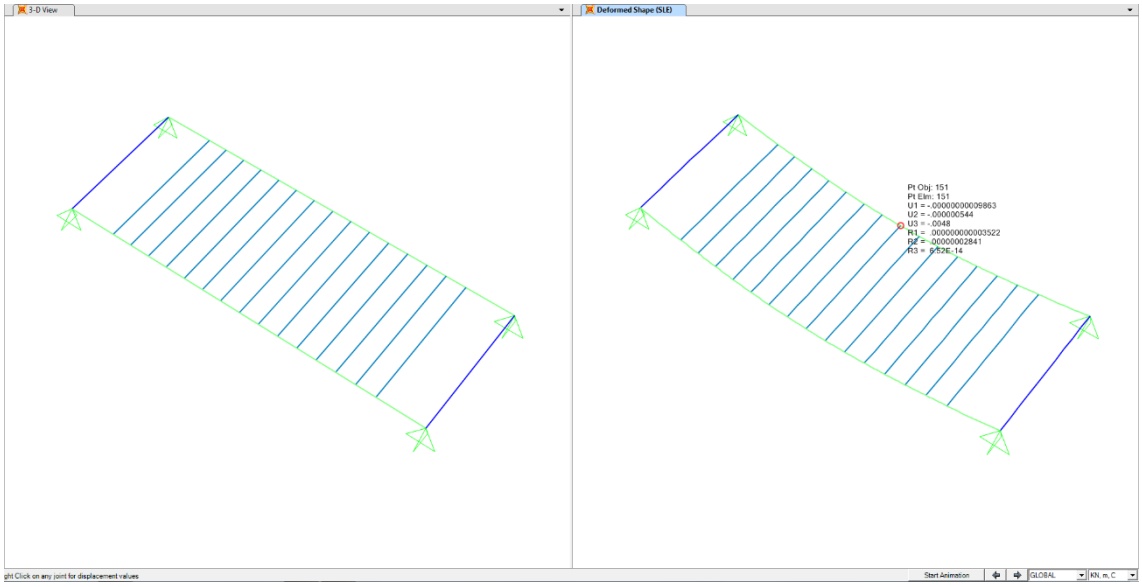



Figura 4-2: Modello FEM della struttura; configurazione indeformata e deformazione elastica allo stato limite di esercizio (SLE quasi permanente) della trave secondaria.

### 4.3.4 *Stato limite ultimo (SLU)*

In condizioni ultime, gli sforzi agenti sulle travi valgono:

$$M_{Ed}^{SLU} = \frac{qL^2}{8} = \frac{[1{,}3\cdot(697{,}85+4{,}64+4{,}52)+1{,}5\cdot 44{,}52]\cdot 5{,}65^2}{8} = 3934{,}1 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed}^{SLU} = \frac{qL}{2} = \frac{[1{,}3\cdot(697{,}85+4{,}64+4{,}52)+1{,}5\cdot 44{,}52]\cdot 4{,}65}{2} = 2292{,}2 \text{ kN} < 0{,}5V_{pl,Rd} = 2806{,}0 \text{ kN}$$

In condizioni elastiche, la massima tensione normale è data da:

$$\sigma_{max} = \frac{M_{Ed}^{SLU}}{W_{el}} = \frac{3934{,}1\cdot 10^6}{2{,}1588\cdot 10^7} = 182{,}24 \text{ N/mm}^2 < f_{yk}/\gamma_{M0} = 338 \text{ N/mm}^2$$

Le verifiche sono tutte soddisfatte. Si noti che il taglio di calcolo è inferiore alla metà del taglio resistente: è dunque possibile non considerare l'interazione tra taglio e momento flettente (cfr. § 4.2.4.1.2 delle NTC2008).

### 4.3.5 *Stabilità flesso torsionale*

La trave secondaria ha la piattabanda compressa efficacemente collegata alle travi HEB 280 che costruiscono un ritegno diffuso contro l'instabilità flesso-torsionale. Tale fenomeno, pertanto, non è considerato ai fini progettuali dell'elemento.

## 4.4 Trave principale (piedritto n. 1)

La trave metallica che sorregge il piedritto più esterno (dimensioni in pianta pari a 245x465 cm), ovvero quello più grande, è un profilo in acciaio S355 a doppia T saldato composto. Ciascun piedritto è sorretto da una coppia di travi ordite parallelamente alle arcate del viadotto e affiancate alla struttura esistente. Le stesse travi sono anche gli elementi di sostegno della soletta di completamento che costituisce il solaio degli ambienti soprastanti fruibili al pubblico, nonché un diaframma di collegamento orizzontale. Dal punto di vista geometrico, la trave principale è formata da piattabande 1000x65 mm e anima 35x2070 mm per un ingombro totale vuoto per pieno di 1000x2200 mm. La Tabella 4-4 riassume le principali proprietà della sezione progettata.

| Proprietà | Valore | u.m. |
|---|---|---|
| peso per unità di lunghezza, G | 15,59 | kN/m |
| area, A | 202 450 | $mm^2$ |
| inerzia attorno all'asse *x*, $J_x$ | $1{,}7406 \cdot 10^{11}$ | $mm^4$ |
| inerzia attorno all'asse *y*, $J_y$ | $1{,}0841 \cdot 10^{10}$ | $mm^4$ |
| modulo di resistenza, $W_x$ | $1{,}5824 \cdot 10^{8}$ | $mm^3$ |
| modulo di resistenza, $W_y$ | $2{,}1682 \cdot 10^{7}$ | $mm^3$ |

Tabella 4-4: Trave principale; proprietà del profilo saldato composto.

Si noti che il rapporto tra la lunghezza dell'ala della piattabanda compressa e lo spessore della stessa vale c/t = 480/65 = 7,38 < 8,10 (classe 2, S355); mentre il rapporto tra l'altezza dell'anima inflessa e il suo spessore vale c/t = 2060/35 = 58,85 < 67,23 (classe 2, S355). Il profilo progettato è dunque in classe 2, ovvero è possibile attingere alla sua resistenza plastica e possono essere esclusi fenomeni di instabilità locale che ne ridurrebbero la sezione efficacie di calcolo.

### 4.4.1 *Analisi dei carichi*

La struttura è prevalentemente soggetta a carichi permanenti dati dal peso proprio della struttura supportata e il peso proprio degli elementi strutturali, come riassunto in Tabella 4-5.

| Carico | Valore | u.m. |
|---|---|---|
| sovrastruttura | 6490 | kN |
| soletta di completamento | 45,58 | kN/m |
| peso proprio | 77,01 | $kN/m^3$ |
| accidentali sul viadotto | 6,00 | $kN/m^2$ |
| accidentali sulla soletta | 4,00 | $kN/m^2$ |

Tabella 4-5: Trave principale; carichi portati.

I carichi accidentali agenti sul viadotto sono associati al transito prevalentemente pedonale. La superficie di influenza è pari a circa 69 $m^2$, a cui corrisponde un sovraccarico di 414 kN, da considerarsi solo ai fini delle analisi allo stato limite ultimo. Il peso permanente della soletta di completamento è comprensivo del peso proprio della parte strutturale (h = 0,25 m) e del massetto sovrastante (h = 0,10 m); si è considerato una striscia d'influenza larga 5,525 m.

### 4.4.2 *Schema statico*

Ciascuna trave principale è considerata come una trave semplicemente appoggiata in corrispondenza dei setti/pilastri laterali in calcestruzzo armato. Si assume una luce di calcolo di 12,5 m che porta in conto l'effettivo interasse tra i dispositivi di appoggio.

### 4.4.3 *Deformabilità*

La deformabilità della struttura è senza dubbio l'aspetto progettuale più vincolante. L'intervento sostituisce un appoggio a terra di un piedritto di un viadotto con un appoggio in falso. La deformabilità della struttura deve essere contenuta entro limiti molto stringenti per evitare che il cedimento elastico (ma anche viscoso) del nuovo vincolo provochi danni estetici e funzionali alla struttura esistente. Come si vede dalla Figura 4-3, a seguito di un'analisi approfondita con un modello agli elementi finiti, il cedimento massimo elastico misurato sulla trave secondaria è inferiore a 9,8 mm, ovvero inferiore a 1/1000 della luce delle due arcate.

Si noti che il valore che si otterrebbe dalla teoria elastica, portando in conto la sola deformabilità flessionale della trave principale e considerando il solo peso della struttura portata (6490/2 kN), sarebbe dato da:

$$f = \frac{1}{48} \cdot \frac{PL^3}{EJ_x} = \frac{1}{48} \cdot \frac{3245 \cdot 12{,}5^3 \cdot 10^{12}}{210000 \cdot 1{,}7406 \cdot 10^{11}} = 3{,}61 \text{ mm}$$

Il valore restituito dal modello agli elementi finiti è molto maggiore perché, oltre a portare in conto la deformabilità a taglio, considera anche la deformabilità degli altri elementi collegati (vedi paragrafi precedenti).

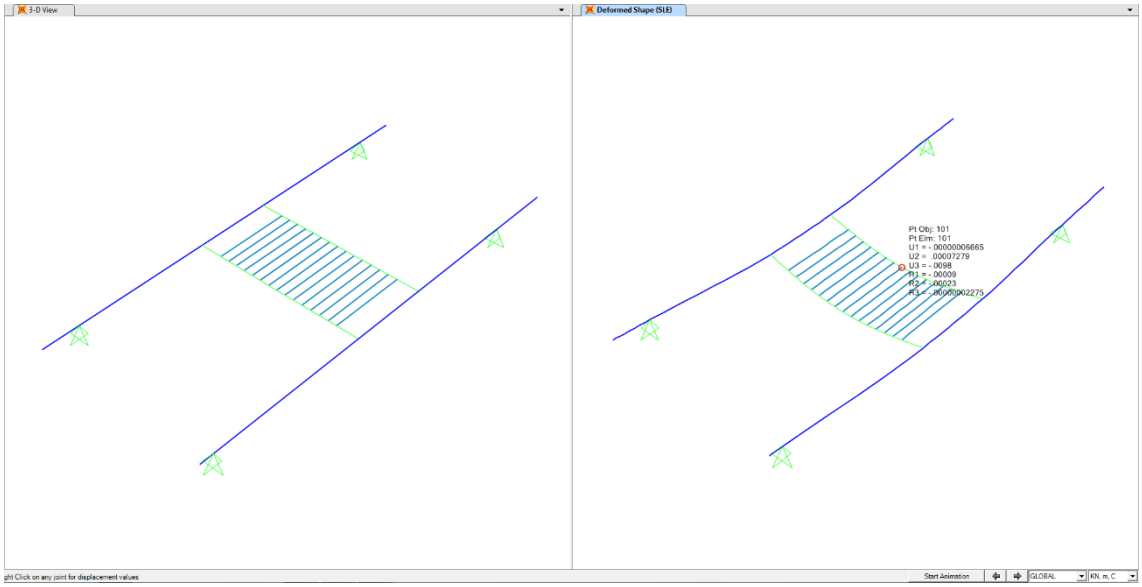



Figura 4-3: Modello FEM della struttura; configurazione indeformata e deformazione elastica allo stato limite di esercizio (SLE quasi permanente).

### 4.4.4 *Stato limite ultimo (SLU)*

Le sollecitazioni massime allo stato limite ultimo ottenute dal modello agli elementi finiti, che tiene conto della reale geometria della struttura, sono (vedi Figura 4-4):

$$M_{Ed}^{SLU} = 13394 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed}^{SLU} = 3346 \text{ kN} < 0{,}5V_{pl,Rd} = 7091{,}9 \text{ kN}$$

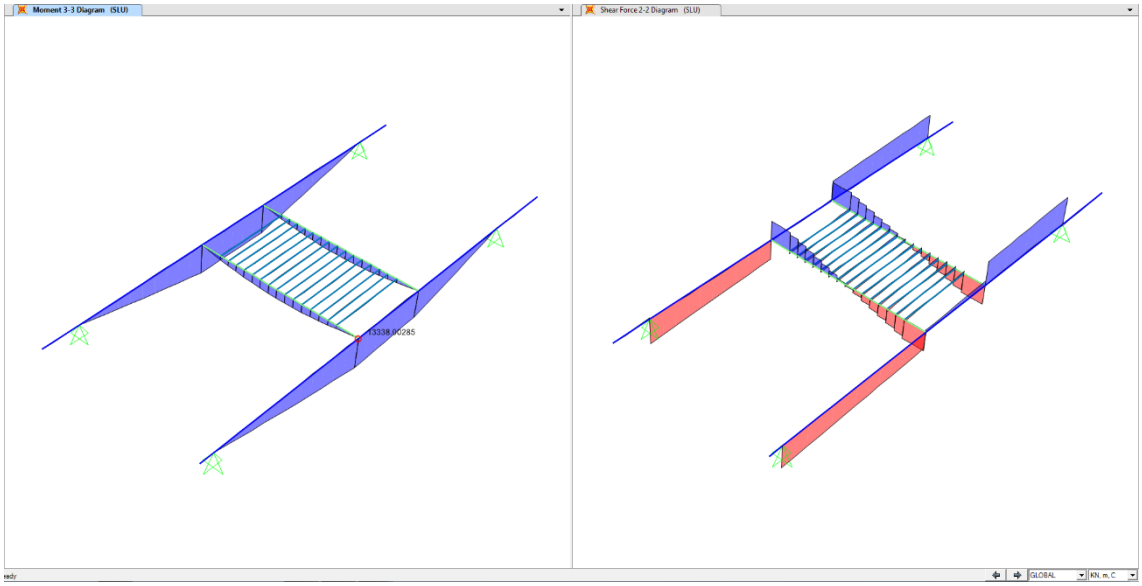



Figura 4-4: Modello FEM della struttura; mappa delle sollecitazioni allo stato limite ultimo.

In condizioni elastiche, la massima tensione normale è data da:

$$\sigma_{max} = \frac{M_{Ed}^{SLU}}{W_{el}} = \frac{13394 \cdot 10^6}{1{,}5824 \cdot 10^8} = 84{,}64 \text{ N/mm}^2 < f_{yk}/\gamma_{M0} = 319 \text{ N/mm}^2$$

Le verifiche sono tutte soddisfatte. Si noti che il taglio di calcolo è inferiore alla metà del taglio resistente: è dunque possibile non considerare l'interazione tra taglio e momento flettente (cfr. § 4.2.4.1.2 delle NTC2008).

### *4.4.5 Stabilità flesso torsionale*

La trave principale è un elemento prevalentemente inflesso nel piano forte e pertanto è sensibile ai fenomeni di stabilità flesso-torsionale. La verifica è eseguita in accordo alle prescrizioni cui alle NTC2008 e relativa circolare esplicativa. La presenza della soletta di completamento costituisce un ritegno torsionale diffuso solo dopo la maturazione del getto. Nella verifica riassunta in Tabella 4-6 si è considerata la lunghezza dell'intera trave, ovvero 15,0 m, che rappresenta la situazione in cui la soletta di completamento non può essere considerata parte integrante della struttura.

| Proprietà | Valore | u.m. |
|---|---|---|
| fattore di imperfezione, $\alpha_{LT}$ | 0,79 | - |
| coefficiente, $\lambda_{LT,0}$ | 0,4 | - |
| coefficiente, $\beta$ | 0,75 | - |
| coeff. distribuzione del momento, $\Psi$ | 1,00 | - |
| momento critico, $M_{cr}$ | 41 417 | kNm |
| lunghezza critica, $L_{cr}$ | 15 000 | mm |
| coefficiente di snellezza, $\lambda_{LT}$ | 1,131 | - |
| parametro di instabilità, $\Phi_{LT}$ | 1,269 | - |
| fattore correttivo, $k_c$ | 0,940 | - |
| fattore di distribuz. del momento, f | 0,977 | - |
| fattore di riduzione, $\chi_{LT}$ | 0,482 | - |
| fattore di riduzione mod., $\chi_{LT,mod}$ | 0,493 | - |
| momento resistente, $M_{b,Rd}$ | 24 912,7 | kNm |

Tabella 4-6: Trave principale; verifica di stabilità.

## 4.5 Soletta di completamento

La soletta è una struttura di completamento avente una doppia funzione. Da un lato crea un piano di calpestio continuo per rendere fruibili gli spazi al di sopra della quota d'imposta delle volte; dall'altro lato è un elemento continuo di collegamento della piattabanda superiore delle travi principali e può essere considerato un ritegno torsionale sufficientemente diffuso. Il solaio è ordito in senso trasversale rispetto all'orditura delle travi principali, che lo sorreggono.

### *4.5.1 Analisi dei carichi*

La struttura è prevalentemente soggetta ai carichi permanenti dati dal peso proprio della struttura stessa e il peso del massetto di completamento, nonché i carichi accidentali associati con la destinazione d'uso degli ambienti soprastanti, come riassunto in Tabella 4-7.

| Carico | Valore | u.m. |
|---|---|---|
| peso proprio | 6,25 | kN/m$^2$ |
| permanenti portati | 2,00 | kN/m$^2$ |
| accidentali | 4,00 | kN/m$^2$ |

Tabella 4-7: Soletta di completamento; carichi portati.

Per i carichi accidentali si considerano i coefficienti di combinazione corrispondenti agli ambienti suscettibili di affollamento, ovvero $\psi_0 = 0{,}7$, $\psi_1 = 0{,}7$, $\psi_2 = 0{,}6$.

### 4.5.2 *Stato limite ultimo (SLU) e di esercizio (SLE)*

La struttura è stata analizzata con procedimenti manuali e tramite un modello FEM considerando l'intera striscia di solaio con diverse configurazioni delle azioni accidentali (vedi Figura 4-5). Le sollecitazioni massime e minime agenti nella soletta nei diversi stati limite considerati sono riassunte in Tabella 4-8.

| Comb. | $N_{Ed}$ (kN) | $M_{Ed}$(+) (kNm) | $M_{Ed}$(-) (kNm) | $V_{Ed}$ (kN) |
|---|---|---|---|---|
| SLU | - | 43,9 | -63,3 | 57,9 |
| SLE rara | - | 31,9 | -46,4 | - |
| SLE freq. | - | 28,2 | -41,8 | - |
| SLE q. perm. | - | 27,0 | -40,3 | - |

Tabella 4-8: Soletta di completamento; sollecitazioni di progetto.

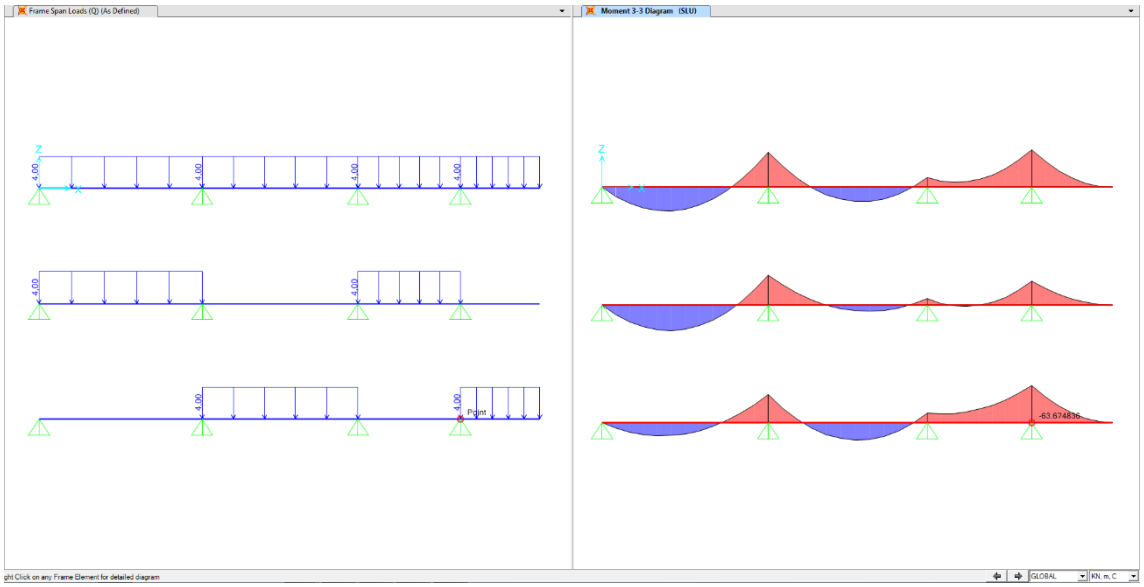
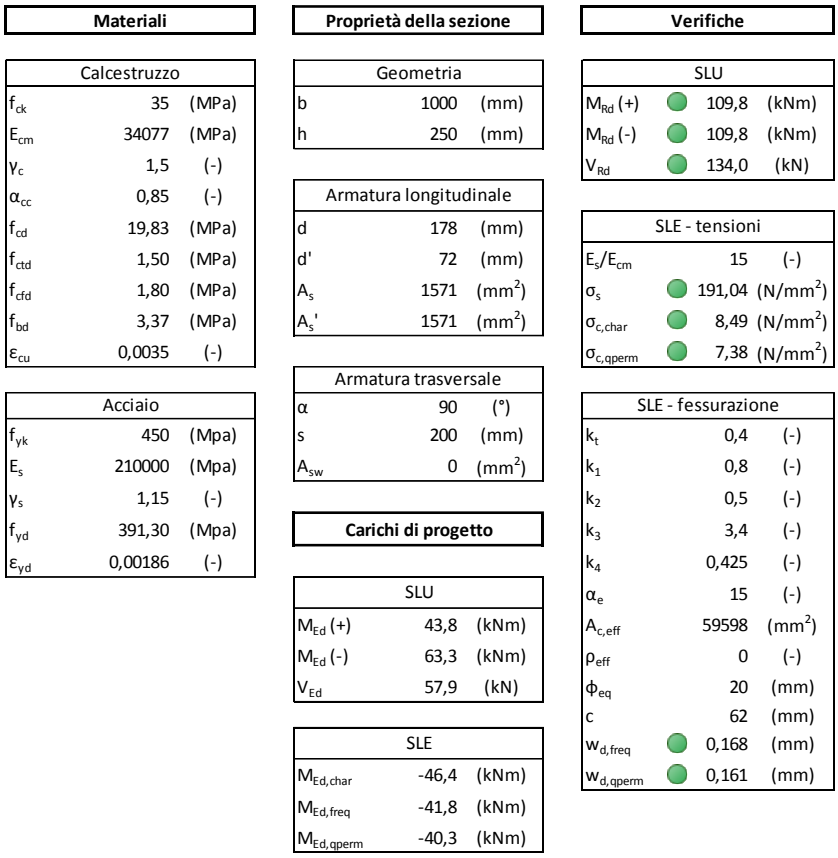



Figura 4-5: Modello FEM della soletta di completamento; forze applicate e sollecitazioni flettenti (SLU).

La soletta è armata con **Φ20/20** (sup. e inf.) nella direzione principale del solaio (trasversalmente alle travi) e **Φ12/20** (sup. e inf.) nell'altra direzione. Non è necessario armare la soletta a taglio. La Figura 4-6 riassume le verifiche effettuate in condizioni ultime e di esercizio in accordo alle NTC2008. Si noti che le verifiche di fessurazione sono state effettuate con riferimento a un ambiente aggressivo (classe di esposizione XS1), vista la vicinanza al mare e conseguente esposizione a cloruri (cfr. Tabella 4.1.IV delle NTC2008).



**Materiali**

| Calcestruzzo | | |
|---|---|---|
| $f_{ck}$ | 35 | (MPa) |
| $E_{cm}$ | 34077 | (MPa) |
| $\gamma_c$ | 1,5 | (-) |
| $\alpha_{cc}$ | 0,85 | (-) |
| $f_{cd}$ | 19,83 | (MPa) |
| $f_{ctd}$ | 1,50 | (MPa) |
| $f_{cfd}$ | 1,80 | (MPa) |
| $f_{bd}$ | 3,37 | (MPa) |
| $\varepsilon_{cu}$ | 0,0035 | (-) |

| Acciaio | | |
|---|---|---|
| $f_{yk}$ | 450 | (Mpa) |
| $E_s$ | 210000 | (Mpa) |
| $\gamma_s$ | 1,15 | (-) |
| $f_{yd}$ | 391,30 | (Mpa) |
| $\varepsilon_{yd}$ | 0,00186 | (-) |

**Proprietà della sezione**

| Geometria | | |
|---|---|---|
| b | 1000 | (mm) |
| h | 250 | (mm) |

| Armatura longitudinale | | |
|---|---|---|
| d | 178 | (mm) |
| d' | 72 | (mm) |
| $A_s$ | 1571 | ($mm^2$) |
| $A_s'$ | 1571 | ($mm^2$) |

| Armatura trasversale | | |
|---|---|---|
| α | 90 | (°) |
| s | 200 | (mm) |
| $A_{sw}$ | 0 | ($mm^2$) |

**Carichi di progetto**

| SLU | | |
|---|---|---|
| $M_{Ed}$ (+) | 43,8 | (kNm) |
| $M_{Ed}$ (-) | 63,3 | (kNm) |
| $V_{Ed}$ | 57,9 | (kN) |

| SLE | | |
|---|---|---|
| $M_{Ed,char}$ | -46,4 | (kNm) |
| $M_{Ed,freq}$ | -41,8 | (kNm) |
| $M_{Ed,qperm}$ | -40,3 | (kNm) |

**Verifiche**

| SLU | | | |
|---|---|---|---|
| $M_{Rd}$ (+) | ● | 109,8 | (kNm) |
| $M_{Rd}$ (-) | ● | 109,8 | (kNm) |
| $V_{Rd}$ | ● | 134,0 | (kN) |

| SLE - tensioni | | | |
|---|---|---|---|
| $E_s/E_{cm}$ | | 15 | (-) |
| $\sigma_s$ | ● | 191,04 | ($N/mm^2$) |
| $\sigma_{c,char}$ | ● | 8,49 | ($N/mm^2$) |
| $\sigma_{c,qperm}$ | ● | 7,38 | ($N/mm^2$) |

| SLE - fessurazione | | | |
|---|---|---|---|
| $k_t$ | | 0,4 | (-) |
| $k_1$ | | 0,8 | (-) |
| $k_2$ | | 0,5 | (-) |
| $k_3$ | | 3,4 | (-) |
| $k_4$ | | 0,425 | (-) |
| $\alpha_e$ | | 15 | (-) |
| $A_{c,eff}$ | | 59598 | ($mm^2$) |
| $\rho_{eff}$ | | 0 | (-) |
| $\Phi_{eq}$ | | 20 | (mm) |
| c | | 62 | (mm) |
| $w_{d,freq}$ | ● | 0,168 | (mm) |
| $w_{d,qperm}$ | ● | 0,161 | (mm) |

Figura 4-6: Soletta di completamento; verifiche allo stato limite ultimo (SLU) e di esercizio (SLE).

## 4.6 Travi HEB 320 (piedritto n. 2)

Queste travi formano il piano di appoggio del piedritto più interno e saranno messe in opera prima di demolire la muratura in pietra sottostante attraverso carotaggi successivi. Sono realizzate con profili commerciali della serie HEB 320 in acciaio S355, per un totale di 8 profili affiancati.

### *4.6.1 Analisi dei carichi*

La struttura è prevalentemente soggetta a carichi permanenti dati dal peso proprio della struttura supportata e il peso proprio degli elementi strutturali, come riassunto in Tabella 4-9.

| Carico | Valore | u.m. |
|---|---|---|
| sovrastruttura | 276,23 | kN/m |
| peso proprio | 1,25 | kN/m |
| accidentali marciapiede | 10.04 | kN/m |
| accidentali carreggiata | 43.58 | kN/m |

Tabella 4-9: Travi HEB 320; carichi portati.

I carichi accidentali sono associati al transito pedonale e stradale. La superficie di influenza è pari a circa 66,3 $m^2$, di cui 32.16 $m^2$ occupati dalla carreggiata. Perciò, il sovraccarico fuori dalla carreggiata è pari a 205 kN (6 $kN/m^2$) mentre sulla carreggiata vale 889 kN (2x300 kN + 9 $kN/m^2$), da considerarsi solo ai fini delle analisi allo stato limite ultimo.

### 4.6.2 *Schema statico*

Ciascun elemento è considerato come una trave semplicemente appoggiata in corrispondenza delle travi secondarie. Si assume una luce di calcolo pari a 2,95 m, ovvero la larghezza della colonna (2,55 m) più l'ingombro delle travi secondarie che sono affiancate al piedritto.

### 4.6.3 *Deformabilità*

Per contenere la deformabilità dell'intero sistema, si è deciso di limitare la freccia massima di queste travi a 5 mm. Con riferimento alla teoria elastica, portando in conto la sola deformabilità flessionale, si ottiene:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{PL^3}{EJ_x} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(276{,}23+1{,}25)\cdot 2{,}95^4 \cdot 10^{12}}{210000 \cdot 30820 \cdot 10^4} = 4{,}23 \text{ mm}$$

Si noti che la deformabilità è stata valutata estendendo il carico distribuito sotto l'impronta del pilastro a tutta la lunghezza della trave. Lo stesso approccio è stato usato per la valutazione delle azioni flettenti cui al paragrafo successivo.

### 4.6.4 *Stato limite ultimo (SLU)*

In condizioni ultime, gli sforzi agenti sulle travi valgono:

$$M_{Ed}^{SLU} = \frac{qL^2}{8} = \frac{[1{,}3\cdot(276{,}23+1{,}25)+1{,}5\cdot 10{,}04+1{,}35\cdot 43{,}58]\cdot 2{,}95^2}{8} = 472{,}8 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed}^{SLU} = \frac{qL}{2} = \frac{[1{,}3\cdot(276{,}23+1{,}25)+1{,}5\cdot 10{,}04+1{,}35\cdot 43{,}58]\cdot 2{,}55}{2} = 554{,}1 \text{ kN} > 0{,}5V_{pl,Rd} = 505{,}0 \text{ kN}$$

In condizioni elastiche, la massima tensione normale è data da:

$$\sigma_{max} = \frac{M_{Ed}^{SLU}}{W_{el}} = \frac{472.8\cdot 10^6}{1926\cdot 10^3} = 245.48 \text{ N/mm}^2 < (1-\rho)\cdot f_{yk}/\gamma_{M0} = 334{,}8 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1\right]^2 = 9{,}453 \cdot 10^{-3}$$

Le verifiche sono tutte soddisfatte. Si noti che il taglio di calcolo è superiore alla metà del taglio resistente: si deve dunque considerare l'interazione tra taglio e momento flettente riducendo la tensione di snervamento dell'acciaio tramite il coefficiente ρ (cfr. § 4.2.4.1.2 delle NTC2008).

## 4.7 Trave secondaria (piedritto n. 2)

Le due travi che collegano il "letto" di profili HEB 320 alle travi principali sono realizzate con profili a doppia T saldati composti, in acciaio S355. Questi elementi sono inseriti in pancia alle travi principali, trasversalmente ad esse, e affiancate al piedritto. Dal punto di vista geometrico, la trave secondaria è formata da piattabande 400x40 mm e anima 25x1070 mm per un ingombro totale vuoto per pieno di 400x1150 mm. La Tabella 4-10 riassume le principali proprietà della sezione progettata.

| Proprietà | Valore | u.m. |
|---|---|---|
| peso per unità di lunghezza, G | 4,52 | kN/m |
| area, A | 58 750 | $mm^2$ |
| inerzia attorno all'asse *x*, $J_x$ | $1{,}2413\cdot 10^{10}$ | $mm^4$ |
| inerzia attorno all'asse *y*, $J_y$ | $4{,}2806\cdot 10^{8}$ | $mm^4$ |
| modulo di resistenza, $W_x$ | $2{,}1588\cdot 10^{7}$ | $mm^3$ |
| modulo di resistenza, $W_y$ | $2{,}1403\cdot 10^{6}$ | $mm^3$ |

Tabella 4-10: Trave secondaria; proprietà del profilo saldato composto.

Si noti che il rapporto tra la lunghezza dell'ala della piattabanda compressa e lo spessore della stessa vale c/t = 190/40 = 4,75 < 7,29 (classe 1, S355); mentre il rapporto tra l'altezza dell'anima inflessa e il suo

spessore vale c/t = 1070/20 = 42,80 < 58,32 (classe 1, S355). Il profilo progettato è dunque in classe 1, ovvero è possibile attingere alla sua resistenza plastica e possono essere esclusi fenomeni di instabilità locale che ne ridurrebbero la sezione efficacie di calcolo.

### 4.7.1 *Analisi dei carichi*

La struttura è prevalentemente soggetta ai carichi permanenti dati dal peso proprio della struttura supportata e il peso proprio degli elementi strutturali, come riassunto in Tabella 4-11.

| Carico | Valore | u.m. |
|---|---|---|
| sovrastruttura | 1104,90 | kN/m |
| peso proprio elementi portati | 5,78 | kN/m |
| peso proprio | 4,52 | kN/m |
| accidentali marciapiede | 40,16 | kN/m |
| accidentali carreggiata | 174,32 | kN/m |

Tabella 4-11: Trave secondaria; carichi portati.

I carichi accidentali sono associati al transito pedonale e stradale. La superficie di influenza è pari a circa 66,3 $m^2$, di cui 32.16 $m^2$ occupati dalla carreggiata. Perciò, il sovraccarico fuori dalla carreggiata è pari a 205 kN (6 $kN/m^2$) mentre sulla carreggiata vale 889 kN (2x300 kN + 9 $kN/m^2$), da considerarsi solo ai fini delle analisi allo stato limite ultimo.

### 4.7.2 *Schema statico*

Ciascun elemento è considerato come una trave semplicemente appoggiata in corrispondenza delle travi principali. Si assume una luce di calcolo pari a 3,55 m, ovvero la lunghezza della colonna (2,55 m) più l'ingombro delle travi principali che sono affiancate al piedritto.

### 4.7.3 *Deformabilità*

Per contenere la deformabilità dell'intero sistema, si è deciso di limitare la freccia massima di queste travi a circa 5 mm. Con riferimento alla teoria elastica, portando in conto la sola deformabilità flessionale, si ottiene:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{PL^3}{EJ_x} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(1104{,}90+5{,}78+4{,}52)\cdot 3{,}55^4 \cdot 10^{12}}{210000 \cdot 1{,}2413 \cdot 10^{10}} = 0{,}88 \text{ mm}$$

Si noti che questo valore è stato ottenuto considerando il carico uniforme agente anche al di fuori dell'area di impronta della colonna, risultando in una trave sovraccaricata di circa il 30%. Da un'analisi agli elementi finiti che porta in conto l'effettiva distribuzione del carico e anche la deformabilità a taglio, si ottiene una freccia massima pari a 1,5 mm (vedi Figura 4-7).

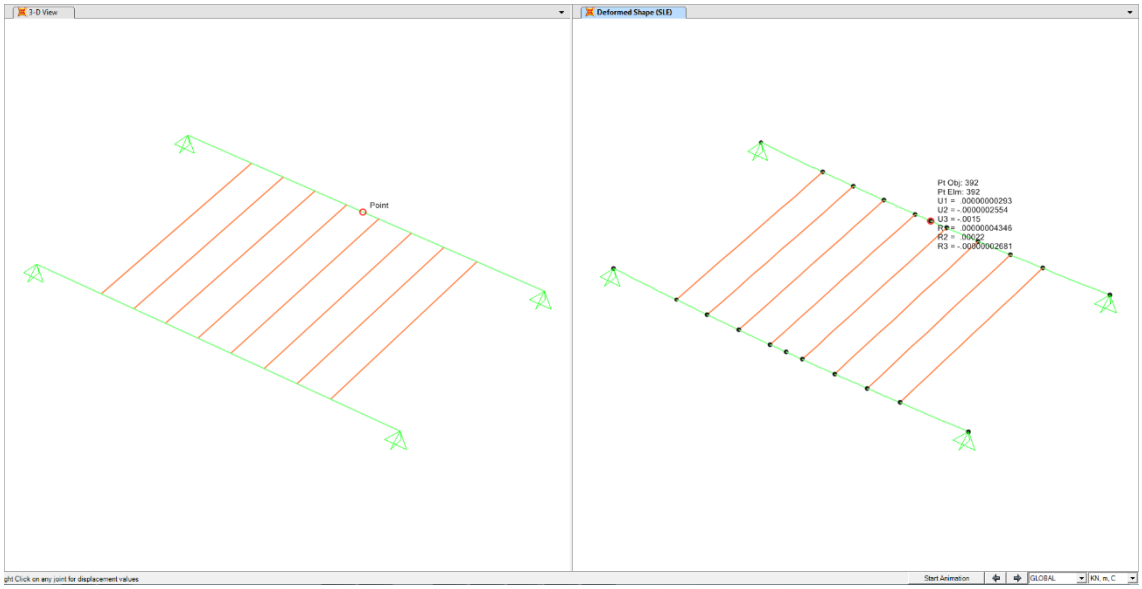



Figura 4-7: Modello FEM della struttura; configurazione indeformata e deformazione elastica allo stato limite di esercizio (SLE quasi permanente) della trave secondaria.

### 4.7.4 *Stato limite ultimo (SLU)*

In condizioni ultime, gli sforzi agenti sulle travi valgono:

$$M_{Ed}^{SLU} = \frac{qL^2}{8} = \frac{[1{,}3\cdot(1104{,}90+5{,}78+4{,}52)+1{,}5\cdot 40{,}16+1{,}35\cdot 174{,}32]\cdot 3{,}55^2}{8} = 2749{,}4 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed}^{SLU} = \frac{qL}{2} = \frac{[1{,}3\cdot(1104{,}90+5{,}78+4{,}52)+1{,}5\cdot 40{,}16+1{,}35\cdot 174{,}32]\cdot 2{,}55}{2} = 2225{,}3 \text{ kN} < 0{,}5V_{pl,Rd} = 2806{,}0 \text{ kN}$$

In condizioni elastiche, la massima tensione normale è data da:

$$\sigma_{max} = \frac{M_{Ed}^{SLU}}{W_{el}} = \frac{2749{,}4\cdot 10^6}{2{,}1588\cdot 10^7} = 127{,}36 \text{ N/mm}^2 < f_{yk}/\gamma_{M0} = 338 \text{ N/mm}^2$$

Le verifiche sono tutte soddisfatte. Si noti che il taglio di calcolo è inferiore alla metà del taglio resistente: è dunque possibile non considerare l'interazione tra taglio e momento flettente (cfr. § 4.2.4.1.2 delle NTC2008).

### 4.7.5 *Stabilità flesso torsionale*

La trave secondaria ha la piattabanda compressa efficacemente collegata alle travi HEB 320 che costruiscono un ritegno diffuso contro l'instabilità flesso-torsionale. Tale fenomeno, pertanto, non è considerato ai fini progettuali dell'elemento.

## 4.8 Trave principale (piedritto n. 2)

La trave metallica che sorregge il piedritto più esterno (dimensioni in pianta pari a 255x255 cm), ovvero quello più piccolo, è un profilo in acciaio S355 a doppia T saldato composto. Ciascun piedritto è sorretto da una coppia di travi ordite parallelamente alle arcate del viadotto e affiancate alla struttura esistente. Le stesse travi sono anche gli elementi di sostegno della soletta di completamento che costituisce il solaio degli ambienti soprastanti fruibili al pubblico, nonché un diaframma di collegamento orizzontale. Dal punto di vista geometrico, la trave principale è formata da piattabande 1000x65 mm e anima 35x2070 mm per un ingombro totale vuoto per pieno di 1000x2200 mm. La Tabella 4-12 riassume le principali proprietà della sezione progettata.

| Proprietà | Valore | u.m. |
|---|---|---|
| peso per unità di lunghezza, G | 15,59 | kN/m |
| area, A | 202 450 | $mm^2$ |
| inerzia attorno all'asse *x*, $J_x$ | $1{,}7406 \cdot 10^{11}$ | $mm^4$ |
| inerzia attorno all'asse *y*, $J_y$ | $1{,}0841 \cdot 10^{10}$ | $mm^4$ |
| modulo di resistenza, $W_x$ | $1{,}5824 \cdot 10^{8}$ | $mm^3$ |
| modulo di resistenza, $W_y$ | $2{,}1682 \cdot 10^{7}$ | $mm^3$ |

Tabella 4-12: Trave principale; proprietà del profilo saldato composto.

Si noti che il rapporto tra la lunghezza dell'ala della piattabanda compressa e lo spessore della stessa vale c/t = 480/65 = 7,38 < 8,10 (classe 2, S355); mentre il rapporto tra l'altezza dell'anima inflessa e il suo spessore vale c/t = 2060/35 = 58,85 < 67,23 (classe 2, S355). Il profilo progettato è dunque in classe 2, ovvero è possibile attingere alla sua resistenza plastica e possono essere esclusi fenomeni di instabilità locale che ne ridurrebbero la sezione efficacie di calcolo.

### 4.8.1 *Analisi dei carichi*

La struttura è prevalentemente soggetta a carichi permanenti dati dal peso proprio della struttura supportata e il peso proprio degli elementi strutturali, come riassunto in Tabella 4-13.

| Carico | Valore | u.m. |
|---|---|---|
| sovrastruttura | 5635 | kN |
| soletta di completamento | 36,92 | kN/m |
| peso proprio | 77,01 | $kN/m^3$ |
| accidentali sul viadotto (pedonale) | 6,00 | $kN/m^2$ |
| accidentali sul viadotto (carrabile) | 889 | kN |
| accidentali sulla soletta | 4,00 | $kN/m^2$ |

Tabella 4-13: Trave principale; carichi portati.

I carichi accidentali agenti sul viadotto sono associati al transito pedonale e stradale. La superficie di influenza è pari a circa 66,3 $m^2$, di cui 32,16 $m^2$ occupati dalla carreggiata. Perciò, il sovraccarico fuori dalla carreggiata è pari a 205 kN (6 $kN/m^2$) mentre sulla carreggiata vale 889 kN (2x300 kN + 9 $kN/m^2$), da considerarsi solo ai fini delle analisi allo stato limite ultimo. Il peso permanente della soletta di completamento è comprensivo del peso proprio della parte strutturale (h = 0,25 m) e del massetto sovrastante (h = 0,10 m); si è considerato una striscia d'influenza larga 4,475 m.

### 4.8.2 *Schema statico*

Ciascuna trave principale è considerata come una trave semplicemente appoggiata in corrispondenza dei setti/pilastri laterali in calcestruzzo armato. Si assume una luce di calcolo di 12,5 m che porta in conto l'effettivo interasse tra i dispositivi di appoggio.

### 4.8.3 *Deformabilità*

La deformabilità della struttura è senza dubbio l'aspetto progettuale più vincolante. L'intervento sostituisce un appoggio a terra di un piedritto di un viadotto con un appoggio in falso. La deformabilità della struttura deve essere contenuta entro limiti molto stringenti per evitare che il cedimento elastico (ma anche viscoso) del nuovo vincolo provochi danni estetici e funzionali alla struttura esistente. Come si vede dalla Figura 4-8, a seguito di un'analisi approfondita con un modello agli elementi finiti, il cedimento massimo elastico misurato sulla trave secondaria è inferiore a 6,2 mm, ovvero inferiore a 1/1000 della luce delle due arcate.

Si noti che il valore che si otterrebbe dalla teoria elastica, portando in conto la sola deformabilità flessionale della trave principale e considerando il solo peso della struttura portata (5635/2 kN), sarebbe dato da:

$$f = \frac{1}{48} \cdot \frac{PL^3}{EJ_x} = \frac{1}{48} \cdot \frac{2817{,}5 \cdot 12{,}5^3 \cdot 10^{12}}{210000 \cdot 1{,}7406 \cdot 10^{11}} = 3{,}14 \text{ mm}$$

Il valore restituito dal modello agli elementi finiti è molto maggiore perché, oltre a portare in conto la deformabilità a taglio, considera anche la deformabilità degli altri elementi collegati (vedi paragrafi precedenti).

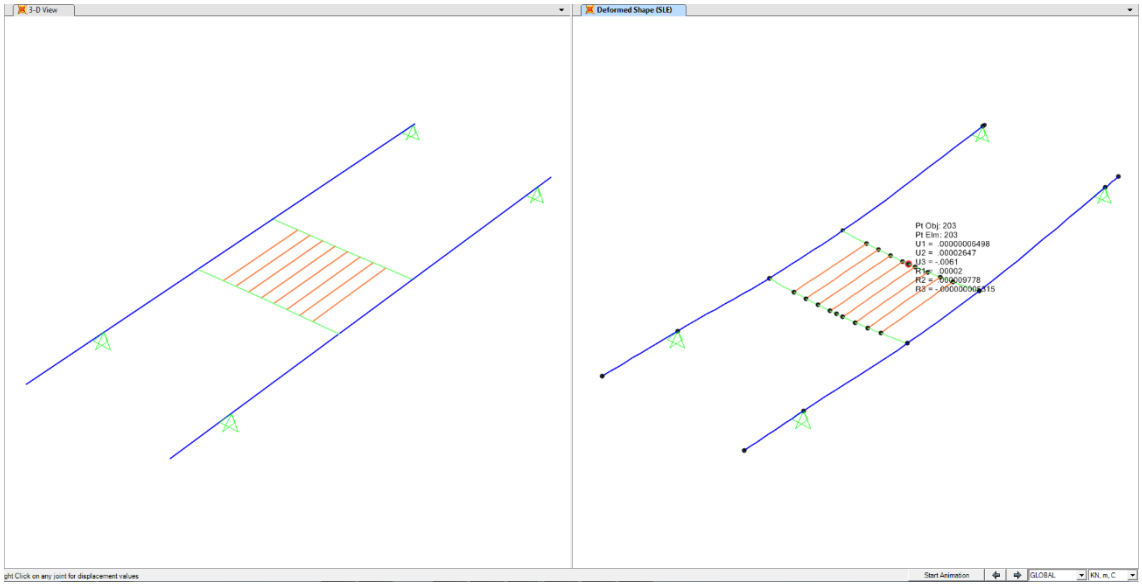



Figura 4-8: Modello FEM della struttura; configurazione indeformata e deformazione elastica allo stato limite di esercizio (SLE quasi permanente).

### 4.8.4 *Stato limite ultimo (SLU)*

Le sollecitazioni massime allo stato limite ultimo ottenute dal modello agli elementi finiti, che tiene conto della reale geometria della struttura, sono (vedi Figura 4-9):

$$M_{Ed}^{SLU} = 12849 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed}^{SLU} = 3383 \text{ kN} < 0{,}5V_{pl,Rd} = 7091{,}9 \text{ kN}$$

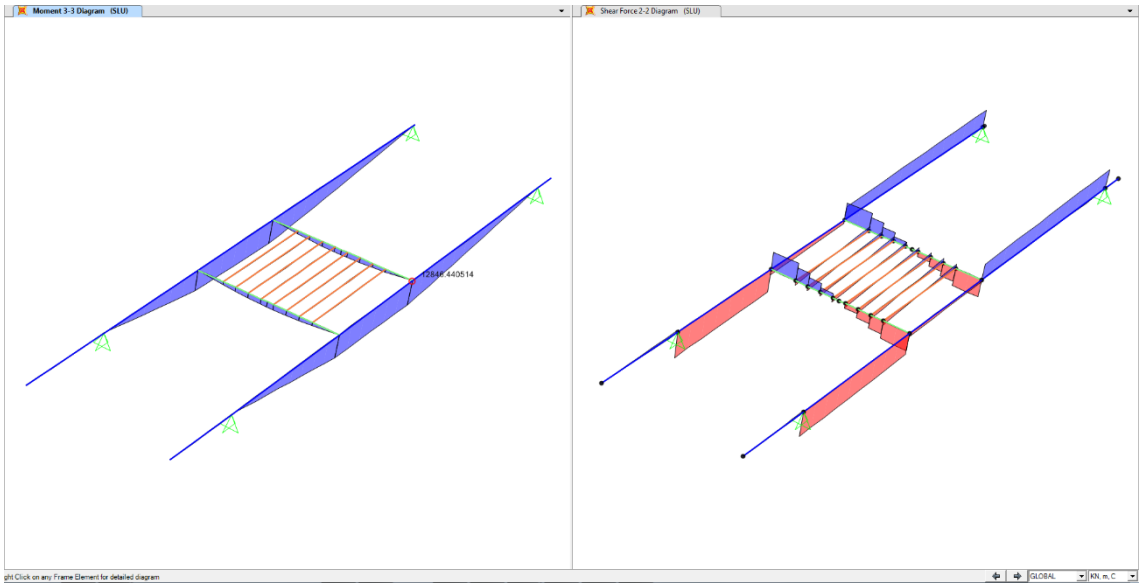



Figura 4-9: Modello FEM della struttura; mappa delle sollecitazioni allo stato limite ultimo.

In condizioni elastiche, la massima tensione normale è data da:

$$\sigma_{max} = \frac{M_{Ed}^{SLU}}{W_{el}} = \frac{12849 \cdot 10^6}{1{,}5824 \cdot 10^8} = 81{,}20 \text{ N/mm}^2 < f_{yk}/\gamma_{M0} = 319 \text{ N/mm}^2$$

Le verifiche sono tutte soddisfatte. Si noti che il taglio di calcolo è inferiore alla metà del taglio resistente: è dunque possibile non considerare l'interazione tra taglio e momento flettente (cfr. § 4.2.4.1.2 delle NTC2008).

### *4.8.5 Stabilità flesso torsionale*

La trave principale è un elemento prevalentemente inflesso nel piano forte e pertanto è sensibile ai fenomeni di stabilità flesso-torsionale. La verifica, eseguita in accordo alle prescrizioni cui alle NTC2008 e relativa circolare esplicativa, è del tutto analoga a quella effettuata per la trave principale del piedritto n. 1 il cui momento resistente vale 24912,7 kNm (vedi paragrafo 3.4.5). La verifica è soddisfatta.

## 4.9 Trave di chiusura lato monte

Questo elemento è la continuazione del muretto in calcestruzzo armato perimetrale sul quale insiste il solaio. È collocato (circa) in corrispondenza della sezione in cui la galleria artificiale lato sbocco al mare si unisce alla galleria naturale. La trave ha un'altezza utile ridotta a causa dell'ingombro delle strutture interrate, onde evitare interferenze con le stesse. In particolare la trave è alta 120 cm e larga 60 cm.

### *4.9.1 Analisi dei carichi*

La struttura è prevalentemente soggetta ai carichi permanenti dati dal peso proprio della struttura stessa e il peso del solaio adiacente (valutato per area d'influenza), nonché i carichi accidentali associati con la destinazione d'uso degli ambienti soprastanti, come riassunto in Tabella 4-14.

| Carico | Valore | u.m. |
|---|---|---|
| peso proprio | 18,0 | kN/m |
| perm. portati (solaio e massetto) | 11,4 | kN/m |
| accidentali | 5,5 | kN/m |

Tabella 4-14: Trave di chiusura; carichi portati.

Per i carichi accidentali si considerano i coefficienti di combinazione corrispondenti agli ambienti suscettibili di affollamento, ovvero $\psi_0 = 0{,}7$, $\psi_1 = 0{,}7$, $\psi_2 = 0{,}6$.

### *4.9.2 Stato limite ultimo (SLU) e di esercizio (SLE)*

La struttura è stata analizzata con procedimenti manuali considerando un'azione flettente massima (sia positiva che negativa) pari a $qL^2/12$ su una luce L = 12,5 m. Le sollecitazioni massime e minime agenti nella trave nei diversi stati limite considerati sono riassunti in Tabella 4-15.

| Comb. | $N_{Ed}$ (kN) | $M_{Ed}$(+) (kNm) | $M_{Ed}$(-) (kNm) | $V_{Ed}$ (kN) |
|---|---|---|---|---|
| SLU | - | 605,1 | -605,1 | 290,4 |
| SLE rara | - | 454,4 | -454,4 | - |
| SLE freq. | - | 432,9 | -432,9 | - |
| SLE q. perm. | - | 425,9 | -425,9 | - |

Tabella 4-15: Trave di chiusura; sollecitazioni di progetto.

La trave è armata con **6Φ24** (sup. e inf.) e staffe **Φ12 2br./20**. La Figura 4-10 e la Figura 4-11 riassumono le verifiche effettuate in condizioni ultime e di esercizio in accordo alle NTC2008. Si noti che le verifiche di fessurazione sono state effettuate con riferimento a un ambiente aggressivo, vista la vicinanza al mare e conseguente esposizione a cloruri (cfr. Tabella 4.1.IV delle NTC2008).

**Materiali**

| Calcestruzzo | | |
|---|---|---|
| $f_{ck}$ | 35 | (MPa) |
| $E_{cm}$ | 34077 | (MPa) |
| $\gamma_c$ | 1,5 | (-) |
| $\alpha_{cc}$ | 0,85 | (-) |
| $f_{cd}$ | 19,83 | (MPa) |
| $f_{ctd}$ | 1,50 | (MPa) |
| $f_{cfd}$ | 1,80 | (MPa) |
| $f_{bd}$ | 3,37 | (MPa) |
| $\varepsilon_{cu}$ | 0,0035 | (-) |

| Acciaio | | |
|---|---|---|
| $f_{yk}$ | 450 | (Mpa) |
| $E_s$ | 210000 | (Mpa) |
| $\gamma_s$ | 1,15 | (-) |
| $f_{yd}$ | 391,30 | (Mpa) |
| $\varepsilon_{yd}$ | 0,00186 | (-) |

**Proprietà della sezione**

| Geometria | | |
|---|---|---|
| b | 600 | (mm) |
| h | 1200 | (mm) |

| Armatura longitudinale | | |
|---|---|---|
| d | 1121 | (mm) |
| d' | 79 | (mm) |
| $A_s$ | 2714 | ($mm^2$) |
| $A_s'$ | 2714 | ($mm^2$) |

| Armatura trasversale | | |
|---|---|---|
| α | 90 | (°) |
| s | 200 | (mm) |
| $A_{sw}$ | 226 | ($mm^2$) |

**Carichi di progetto**

| SLU | | |
|---|---|---|
| $M_{Ed}$ (+) | 605,1 | (kNm) |
| $M_{Ed}$ (-) | 605,1 | (kNm) |
| $V_{Ed}$ | 290,4 | (kN) |

| SLE | | |
|---|---|---|
| $M_{Ed,char}$ | 454,4 | (kNm) |
| $M_{Ed,freq}$ | 432,9 | (kNm) |
| $M_{Ed,qperm}$ | 425,9 | (kNm) |

**Verifiche**

| SLU | | |
|---|---|---|
| $M_{Rd}$ (+) | 1143,5 | (kNm) |
| $M_{Rd}$ (-) | 1143,5 | (kNm) |
| $V_{Rd}$ | 1115,2 | (kN) |

| SLE - tensioni | | |
|---|---|---|
| $E_s/E_{cm}$ | 15 | (-) |
| $\sigma_s$ | 162,72 | ($N/mm^2$) |
| $\sigma_{c,char}$ | 3,79 | ($N/mm^2$) |
| $\sigma_{c,qperm}$ | 3,55 | ($N/mm^2$) |

| SLE - fessurazione | | |
|---|---|---|
| $k_t$ | 0,4 | (-) |
| $k_1$ | 0,8 | (-) |
| $k_2$ | 0,5 | (-) |
| $k_3$ | 3,4 | (-) |
| $k_4$ | 0,425 | (-) |
| $\alpha_e$ | 15 | (-) |
| $A_{c,eff}$ | 118500 | ($mm^2$) |
| $\rho_{eff}$ | 0 | (-) |
| $\Phi_{eq}$ | 24 | (mm) |
| c | 64 | (mm) |
| $w_{d,freq}$ | 0,175 | (mm) |
| $w_{d,qperm}$ | 0,172 | (mm) |

Figura 4-10: Trave di chiusura; verifiche allo stato limite ultimo (SLU) e di esercizio (SLE).

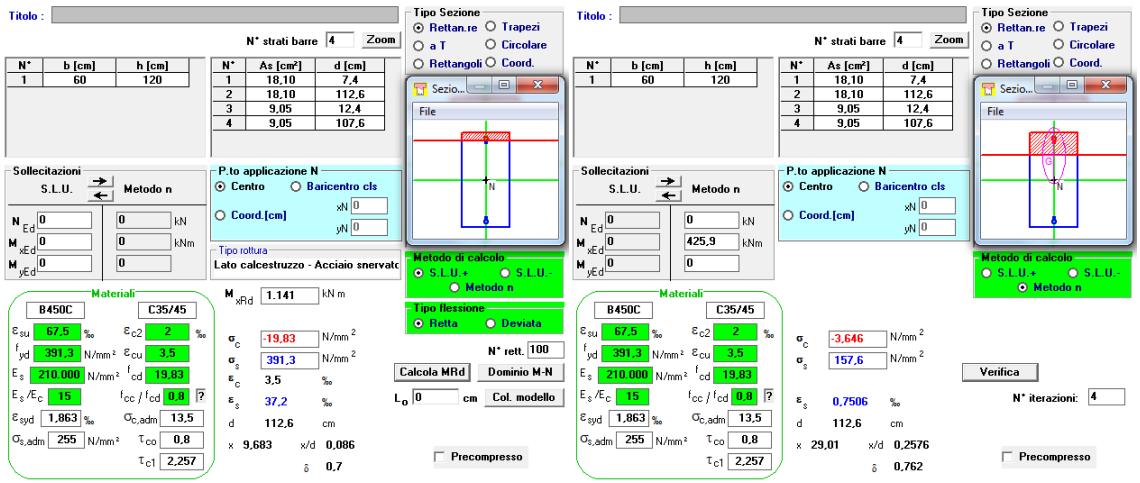



Figura 4-11: Trave di chiusura; proprietà resistenti SLU e tensioni SLE quasi permanenti.

## 4.10 Collegamenti

I collegamenti principali tra i diversi elementi metallici che formano la struttura di sostegno dei piedritti del viadotto sono realizzati a mezzo di unioni bullonate con viti di classe 8.8, con proprietà nominali e di calcolo in accordo alle NTC2008.

### 4.10.1 *Travi HEB 280 (320) – trave secondaria*

L'ordine inferiore di travi, realizzato con profili della serie commerciale HEB, che costituisce il piano di appoggio dei piedritti, è posato sulla piattabanda superiore della trave secondaria. Con riferimento alle azioni statiche, le pressioni si trasferiscono per contatto senza la necessità di alcun collegamento specifico. Tuttavia, sia per la necessità di mantenere in posizione gli elementi che per far pronte alle spinte sul piano orizzontale, per esempio occorrenti durante un evento sismico, si è deciso di collegare ogni elemento con **4 M24** per ciascuna estremità. Considerando gli spessori in gioco, l'unione è in grado di trasmetter un'azione orizzontale pari a 540 kN, superiore alla massima azione verticale sull'appoggio (compatibile con un'accelerazione di progetto inferiore a 1,0 g).

### 4.10.2 *Trave secondaria – trave principale*

La trave secondaria è unita alla trave principale tramite un collegamento a taglio con squadrette di spessore 20 mm. Il giunto è formato globalmente da **3x16 M27** di cui 16 sono collegati all'anima della trave secondaria con un doppio coprigiunto (2 piani di taglio) mentre le rimanenti 32 viti sono collegate all'anima della trave principale (1 piano di taglio). In corrispondenza dell'unione, la trave principale è rinforzata con dei piatti verticali di irrigidimento in modo da limitare la deformazione del pannello d'anima per effetto della forza concentrata. L'unione deve trasmettere uno sforzo di taglio pari a 2293 kN. La connessione più critica è quella che unisce l'anima della trave secondaria che risulta eccentrica di 170 mm. Le caratteristiche della sollecitazione che deve trasmettere sono le seguenti:

$$V_{Ed} = 2293 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = V_{Ed} \cdot ecc = 2293 \cdot 0{,}170 = 390 \text{ kNm}$$

Ipotizzando che la connessione trasli e ruoti rigidamente e considerando la composizione vettoriale delle forze associate al taglio con quelle associate al momento flettente di trasporto (agenti in direzione ortogonale alla retta congiungente la vite con il baricentro dell'unione), la forza di taglio corrispondente alla vite maggiormente sollecitata vale:

$$F_{v,Ed}^{max} = 113{,}4 \text{ kN} < \min(F_{v,Rd} ; F_{b,Rd}) = 176 \text{ kN}$$

### 4.10.3 *Trave principale – pilastro in calcestruzzo armato*

La trave principale è collegata all'elemento di sostegno in calcestruzzo armato tramite una serie di tirafondi da mettersi in opera o prima del getto o in un secondo momento con ancoraggio di tipo chimico. I tirafondi hanno la funzione principale di tenere in posizione la trave a presidio di eventuali azioni orizzontali, ad esempio in condizioni sismiche. La reazione verticale massima all'appoggio vale 7515 kN. Si predispongono **16 M30** che sono in grado di portare un taglio totale di 3568 kN pari al 47% del carico massimo verticale. Si noti che l'accelerazione massima attesa (plateau dello spettro di risposta elastico) è pari a 0,364 g.

## 4.11 Valutazione dell'azione sismica

Come si è visto nei paragrafi precedenti, le azioni sulla nuova struttura metallica di supporto sono caratterizzate dalla prevalenza dei carichi permanenti associati al peso della volta e delle colonne soprastanti. L'intervento di sostituzione strutturale della fondazione delle colonne con un sistema di supporto 'a travata' di fatto crea un appoggio 'in falso' per il quale l'azione sismica verticale potrebbe avere un ruolo importante nel dimensionamento strutturale, vista la prevalenza delle azioni permanenti. Considerando una vita nominale dell'opera $V_N$=200 anni, un coefficiente di uso $C_U$=2, categoria del sottosuolo B e categoria topografica T1, la massima accelerazione (plateau dello spettro di risposta elastico) è pari a 0,142 g (SLV). In accordo al § 7.3.1 delle NTC2008, il fattore di struttura è assunto unitario, come per i ponti.

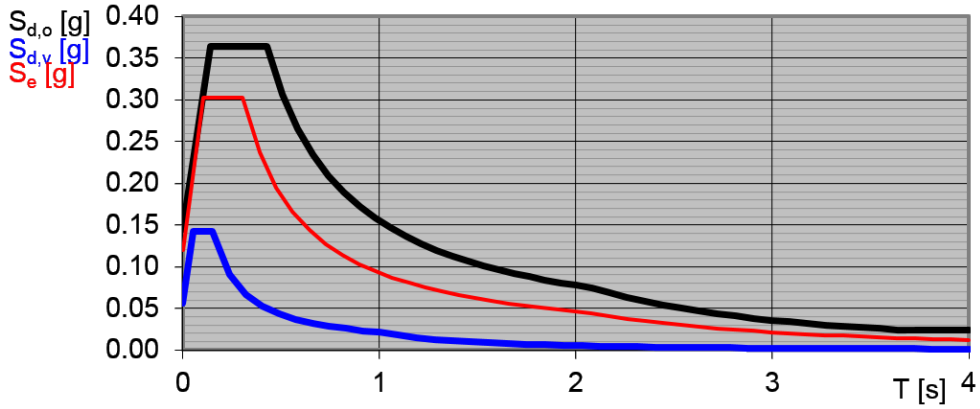



Figura 4-12: Spettri di progetto (source: Spettri-NTCver.1.0.3).

Per quanto riguarda l'azione sismica orizzontale alla base, si ritiene che il sistema di controvento delle travi, formato da una soletta in calcestruzzo armato spessa 25 cm, possa essere ritenuto sufficientemente rigido nel proprio piano da ripartire adeguatamente l'azione sismica al sistema di travi e setti perimetrali senza produrre un aggravio dello stato di sollecitazione delle travi metalliche.

L'azione sismica verticale comporta un incremento delle azioni flettenti sulle travi metalliche pari al più a circa il 14,2% del peso proprio della struttura portata. In termini di verifiche, essendo l'azione sismica cumulata con il valore caratteristico dei pesi permanenti, i carichi di progetto in combinazione sismica sono certamente inferiori alla azioni associate alla combinazione fondamentale nella quale le azioni permanenti sono cumulate con incremento del 30%.

# 5 VERIFICA PILE ADIACENTI

Nella seguente figura viene riportato un inquadramento planimetrico dell'intervento.




Figura 5-1: inquadramento planimetrico

Come si può vedere, la realizzazione del tratto di raccordo tra setti in c.a. implica interventi locali su nr 5 pile del ponte ad arconi. Per quanto riguarda le pile che interferiscono con la nuova opera (azzurro in Figura 5-1), si rimanda alla trattazione riportata nei capitoli precedenti. Le restanti 3 pile (arancioni in Figura 5-1) vengono minimamente intaccate dall'intervento: in particolare viene ridotta la fondazione a plinto delle pile per poter realizzare le nuove opere provvisionali (berlinesi). Tale operazione si è resa necessaria per ragioni di ingombri geometrici.

Nei seguenti paragrafi vengono riportate le verifiche geotecniche effettuate con i dati resi disponibili e considerazioni di carattere strutturale

## 5.1 Verifiche geotecniche

Si riporta l'analisi dei carichi agenti sulle 3 pile in oggetto:

### *5.1.1 Carichi e caratteristiche fisiche considerate*

Peso del conglomerato murario: 26 kN/m³ (stima per eccesso)

Carico accidentale da affollamento su ponti: 6 kN/m²

Carico accidentale da traffico su ponti di I CAT: 9 kN/m² + 600 kN (4 impronte da 150 kN)

### 5.1.2 *Dati geometrici*

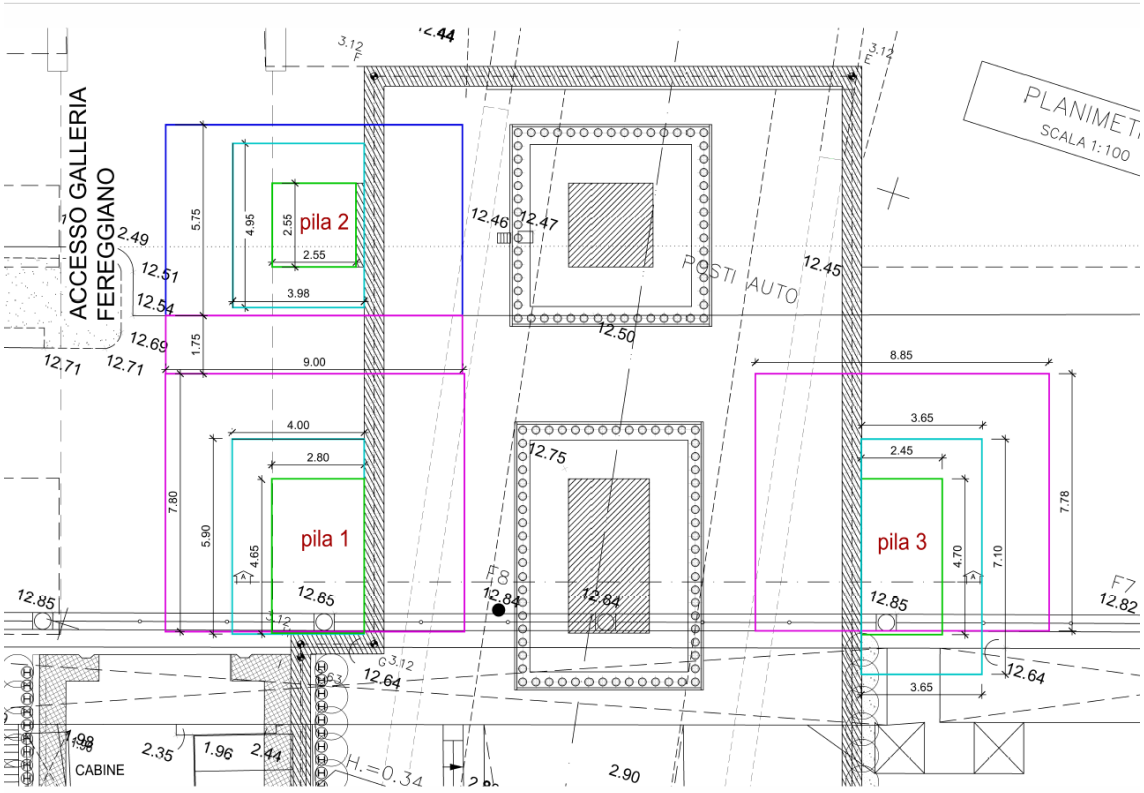



Figura 5-2: Planimetria (in verde il fusto della pila; in ciano plinto considerato a seguito della posa dei micropali; in magenta l'area di influenza in superficie del carico pedonale e in blu quella del carico stradale)

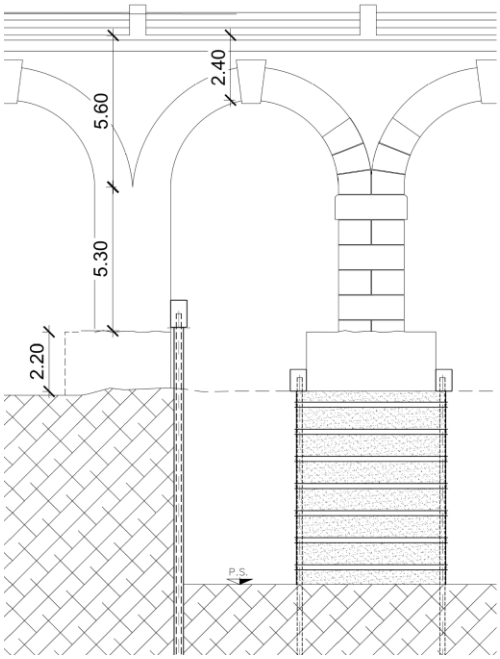



Figura 5-3: Sezione

| | $L_1$ [m] | $L_2$ [m] | A [$m^2$] | Area influenza [$m^2$] | |
|---|---|---|---|---|---|
| Pila 1 | 2.8 | 4.65 | 13.0 | 70 | (carico pedonale) |
| Pila 2 | 2.55 | 2.55 | 6.5 | 67.4 | (di cui 52 m2 di stradale) |
| Pila 3 | 2.45 | 4.7 | 11.5 | 69 | (carico pedonale) |

Tabella 5-1: Dimensioni fusto pile e area di influenza.

| | $L_1$ [m] | $L_2$ [m] | A [$m^2$] | A ridotta micropali [$m^2$] |
|---|---|---|---|---|
| Pila 1 | 5.2 | 7.05 | 36.7 | 23.70 |
| Pila 2 | 4.95 | 4.95 | 24.5 | 20.00 |
| Pila 3 | 4.85 | 7.1 | 34.4 | 25.80 |

Tabella 5-2: Dimensioni plinti di fondazione (ipotesi da rilievi visivi: 1.2 m oltre il filo del fusto, su tutti i lati).

| | Volume approssimato capitello [$m^3$] | Volume approssimato fusto + capitello [$m^3$] |
|---|---|---|
| Pila 1 | 247.1 | 316.1 |
| Pila 2 | 245.0 | 279.4 |
| Pila 3 | 239.6 | 300.7 |

Tabella 5-3: Volumi sovrastruttura.

| | Peso approssimato pila + capitello [kN] | Peso ipotizzato del plinto di progetto [kN] | Peso ipotizzato del plinto ridotto per taglio micropali [kN] |
|---|---|---|---|
| Pila 1 | 8218.7 | 2097.0 | 1355.6 |
| Pila 2 | 7265.5 | 1401.5 | 1144.0 |
| Pila 3 | 7817.0 | 1969.7 | 1475.8 |

Tabella 5-4: Pesi della sovrastruttura e dei plinti.

| | carichi variabili [kN] * | permanente portato [kN] ** |
|---|---|---|
| Pila 1 | 420.0 | 441.0 |
| Pila 2 | 1160.4 | 424.6 |
| Pila 3 | 414.0 | 434.7 |

Tabella 5-5: Carichi variabili e permanenti portati per aree di influenza.

(*) 6 kN/mq folla x $A_{infl}$ o 9 kN/mq x $A_{infl}$ + 600 kN impronte

(**) 21 kN/mc pavimentazione x 30 cm x $A_{infl}$

| | N in fondazione (progetto) [kN] | N in fondazione (taglio micropali) [kN] |
|---|---|---|
| Pila 1 | 11176.7 | 10435.4 |
| Pila 2 | 10252.0 | 9994.5 |
| Pila 3 | 10635.4 | 10141.5 |

Tabella 5-6: Scarichi in fondazione (valori caratteristici non amplificati).

### *5.1.3 Verifica di capacità portante (Terzaghi – Brinch Hansen)*

Vengono condotte le verifiche di capacità portante secondo metodologie classiche della meccanica dei terreni. Per la verifica si adotta l'approccio 1, riportando in relazione la sola combinazione A2+M2+R2 che risulta la più gravosa in tutte le situazioni.

| | | |
|---|---|---|
| Caratteristici | $\gamma$ [kN/m3] | 23 |
| | c' [kPa] | 30 |
| | $\phi$ [°] | 40 |
| A2+M2 | c' [kPa] | 24 |
| | $\phi$ [°] | 33.9 |

Tabella 5-7: Parametri geotecnici terreno/roccia di base (Flysch molto fratturato).

**Soluzione di Brinch-Hansen (1970) per la verifica della capacità portante delle fondazioni superficiali.**

**DATI (*) :**

| γ' (kN/m³) | ϕ' (gradi) | ϕ' (rad) | c' (kPa) | h (m) | |
|---|---|---|---|---|---|
| 23 | 34 | 0.591 | 24 | 0.00 | |
| **B (m)** | **L (m)** | **$e_B$ (m)** | **$e_L$ (m)** | **B' (m)** | **L' (m)** |
| 5.85 | 4 | 0.75 | 0.5 | 4.35 | 3 |
| **$H_B$ (kN)** | **$H_L$ (kN)** | **N (kN)** | | | |
| 0.00 | 0.00 | 10435 | | | |
| **Nγ (-)** | **Nq (-)** | **Nc (-)** | | | |
| 40.24 | 28.98 | 41.68 | | | |
| **$\alpha_B$ (gradi)** | **$\alpha_L$ (gradi)** | **$\omega_B$ (gradi)** | **$\omega_L$ (gradi)** | | |
| 0 | 0.0 | 0 | 0.0 | | |
| **$\alpha_B$ (rad)** | **$\alpha_L$ (rad)** | **$\omega_B$ (rad)** | **$\omega_L$ (rad)** | | |
| 0 | 0.000 | 0 | 0.000 | | |

(*) (i dati da inserire sono quelli delle celle retinate)

**ELABORAZIONE :**

| | | | |
|---|---|---|---|
| $(i_\gamma)_B$ = | 1.000 | $(i_\gamma)_L$ = | 1.000 |
| $(i_q)_B$ = | 1.000 | $(i_q)_L$ = | 1.000 |
| $(i_c)_B$ = | 1.000 | $(i_c)_L$ = | 1.000 |
| $(s_\gamma)_B$ = | 0.600 | $(s_\gamma)_L$ = | 0.724 |
| $(s_q)_B$ = | 1.808 | $(s_q)_L$ = | 1.384 |
| $(s_c)_B$ = | 1.837 | $(s_c)_L$ = | 1.398 |
| $d_\gamma$ = | 1 | $d_\gamma$ = | 1 |
| $(d_q)_B$ = | 1.000 | $(d_q)_L$ = | 1.000 |
| $(d_c)_B$ = | 1.000 | $(d_c)_L$ = | 1.000 |
| $(b_\gamma)_B$ = | 1.000 | $(b_\gamma)_L$ = | 1.000 |
| $(b_q)_B$ = | 1.000 | $(b_q)_L$ = | 1.000 |
| $(b_c)_B$ = | 1.000 | $(b_c)_L$ = | 1.000 |
| $(g_\gamma)_B$ = | 1.000 | $(g_\gamma)_L$ = | 1.000 |
| $(g_q)_B$ = | 1.000 | $(g_q)_L$ = | 1.000 |
| $(g_c)_B$ = | 1.000 | $(g_c)_L$ = | 1.000 |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| $q_{lim}$ = | 2403.98 | kPa | $\sigma_m$ = | 799.62 | kPa |

$Fs = q_{lim}/\sigma_m$ = **3.006**

$Fs = (q_{lim}-q_o)/(\sigma_m-q_o)$ = **3.006**

Tabella 5-8: Verifica di capacità portante fondazione ridotta ed eccentrica PILA 1.

**Soluzione di Brinch-Hansen (1970) per la verifica della capacità portante delle fondazioni superficiali.**

**DATI (*) :**

| γ' (kN/m³) | ϕ' (gradi) | ϕ' (rad) | c' (kPa) | h (m) | |
|---|---|---|---|---|---|
| 23 | 34 | 0.591 | 24 | 0.00 | |
| **B (m)** | **L (m)** | **$e_B$ (m)** | **$e_L$ (m)** | **B' (m)** | **L' (m)** |
| 4.95 | 4 | 0 | 0.5 | 4.95 | 3 |
| **$H_B$ (kN)** | **$H_L$ (kN)** | **N (kN)** | | | |
| 0.00 | 0.00 | 9994.5 | | | |
| **Nγ (-)** | **Nq (-)** | **Nc (-)** | | | |
| 40.24 | 28.98 | 41.68 | | | |
| **$\alpha_B$ (gradi)** | **$\alpha_L$ (gradi)** | **$\omega_B$ (gradi)** | **$\omega_L$ (gradi)** | | |
| 0 | 0.0 | 0 | 0.0 | | |
| **$\alpha_B$ (rad)** | **$\alpha_L$ (rad)** | **$\omega_B$ (rad)** | **$\omega_L$ (rad)** | | |
| 0 | 0.000 | 0 | 0.000 | | |

(*) (i dati da inserire sono quelli delle celle retinate)

**ELABORAZIONE :**

| | | | |
|---|---|---|---|
| $(i_\gamma)_B$ = | 1.000 | $(i_\gamma)_L$ = | 1.000 |
| $(i_q)_B$ = | 1.000 | $(i_q)_L$ = | 1.000 |
| $(i_c)_B$ = | 1.000 | $(i_c)_L$ = | 1.000 |
| $(s_\gamma)_B$ = | 0.600 | $(s_\gamma)_L$ = | 0.758 |
| $(s_q)_B$ = | 1.920 | $(s_q)_L$ = | 1.338 |
| $(s_c)_B$ = | 1.952 | $(s_c)_L$ = | 1.350 |
| $d_\gamma$ = | 1 | $d_\gamma$ = | 1 |
| $(d_q)_B$ = | 1.000 | $(d_q)_L$ = | 1.000 |
| $(d_c)_B$ = | 1.000 | $(d_c)_L$ = | 1.000 |
| $(b_\gamma)_B$ = | 1.000 | $(b_\gamma)_L$ = | 1.000 |
| $(b_q)_B$ = | 1.000 | $(b_q)_L$ = | 1.000 |
| $(b_c)_B$ = | 1.000 | $(b_c)_L$ = | 1.000 |
| $(g_\gamma)_B$ = | 1.000 | $(g_\gamma)_L$ = | 1.000 |
| $(g_q)_B$ = | 1.000 | $(g_q)_L$ = | 1.000 |
| $(g_c)_B$ = | 1.000 | $(g_c)_L$ = | 1.000 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $q_{lim}$ = | 2402.14 | kPa | $\sigma_m$ = | 673.03 kPa |

**Fs = $q_{lim}/\sigma_m$ = 3.569**

**Fs = $(q_{lim}-q_o)/(\sigma_m-q_o)$ = 3.569**

Tabella 5-9: Verifica di capacità portante fondazione ridotta ed eccentrica PILA 2.

Il calcolo della pila nr.3 è assimilabile a quello della pila nr.1.

Considerato che, in tutti i casi il fattore di sicurezza è superiore a 1.7, limite normativo NTC '08, le verifiche di capacità portante sono soddisfatte.

## 5.2 Considerazioni strutturali

Dal punto di vista strutturale, la sovrastruttura costituita da fusto e arcone, non subisce modifiche sostanziali di carico e geometria, pertanto si ritiene che la modifica introdotta sia ininfluente da questo punto di vista. Anche il plinto, d'altra parte, sebbene venga parzialmente tagliato dalle nuove berlinesi, non subisce significative variazioni dello stato tensionale tali da pregiudicarne la resistenza e la funzionalità.

La tendenza della fondazione "zoppa" a cinematismi rotazionali alla base viene impedita dalla presenza dei setti in c.a., pertanto si ritiene che anche questo aspetto strutturale non rappresenti una criticità.

# ALLEGATO

## Indagini strutturali