

Relazione Ponte Canale di Attraversamento Fiume Dora

Razionalizzazione rete Torino
T.213 220 kV PIANEZZA - GRUGLIASCO

Progetto Definitivo

Storia delle revisioni

Rev. 01	del 24/03/2015	Revisione generale
Rev. 00	del 23/02/2015	Emissione

Pubblico



Unità Progettazione Realizzazione Impianti
N. Responsabile
P. ZANNI
(P. ZANNI)

Elaborato	Verificato	Approvato
R.VAIRA STUDIO CORONA	F. PEDRINAZZI DTNO-PRI LINEE	P.L. ZANNI DTNO-PRI

INDICE

1. GENERALITÀ	4
2. NORMATIVA	5
3. MATERIALI	5
4. MODELLAZIONE STRUTTURALE	7
5. ANALISI DEI CARICHI	9
5.1. CARICHI PERMANENTI - PESI PROPRI STRUTTURALI	9
5.2. PRECOMPRESSIONE	10
5.3. SOVRACCARICHI PERMANENTI	11
5.4. CARICHI VARIABILI DI ESERCIZIO	11
5.5. PESO ACQUA NEL CANALE	12
5.6. AZIONE DEL VENTO TRASVERSALE	12
5.7. AZIONI SISMICHE	15
5.8. FENOMENI DEFORMATIVI LENTI DEL CALCESTRUZZO	17
6. COMBINAZIONI DI CARICO	18
7. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI	20
8. VERIFICA DEGLI APPARECCHI DI APPOGGIO	30
9. VERIFICHE DEGLI IMPALCATI IN C.A.P.	32
9.1. VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE ALLO SLU	32
9.2. VERIFICHE DI RESISTENZA AL TAGLIO ALLO SLU	34
9.3. VERIFICHE DELLE TENSIONI NELLE FASI COSTRUTTIVE (COMPRESSIONE)	36
9.4. VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO (COMPRESSIONE)	38
9.5. VERIFICA DELLE TENSIONI PRINCIPALI IN COSTRUZIONE (TRAZIONE)	40
9.6. VERIFICA DELLE TENSIONI PRINCIPALI IN ESERCIZIO (TRAZIONE)	42
9.7. VERIFICA DI FESSURAZIONE	44
9.8. VERIFICA DELLE TENSIONI DEI CAVI DI PRECOMPRESSIONE	46
10. VERIFICHE STRUTTURA DI SOSTEGNO CAVI A.T.	48
10.1. VERIFICA PROFILATI L 40x60x6 MM	48
10.2. VERIFICA PROFILATI U 140x60x7 MM	49
11. VERIFICA DELLE SPALLE	49
11.1. VERIFICHE DELLA FONDAZIONE	51
11.2. VERIFICA DEL PLINTO DI FONDAZIONE	51

11.2.1.	Sbalzo longitudinale - Verifica allo SLU	51
11.2.2.	Sbalzo longitudinale - Verifica allo SLE - Fessurazione.....	52
11.2.3.	Sbalzo trasversale - Verifica allo SLU	52
11.2.4.	Sbalzo trasversale - Verifica allo SLE - Fessurazione	52
11.3.	VERIFICA DEL FUSTO SPALLA	53
11.3.1.	Verifica allo SLU	53
11.3.2.	Verifica allo SLE - Fessurazione	53
12.	VERIFICA DELLA PILA	54
12.1.	VERIFICA DI PORTANZA DELLA FONDAZIONE.....	54
12.2.	VERIFICA DEL PLINTO DI FONDAZIONE	57
12.2.1.	Sbalzo longitudinale – Verifica allo SLU.....	57
12.2.2.	Sbalzo longitudinale - Verifica allo SLE - Fessurazione.....	57
12.2.3.	Sbalzo trasversale – Verifica allo SLU	57
12.2.4.	Sbalzo trasversale - Verifica allo SLE - Fessurazione	58
12.3.	VERIFICA FUSTO PILA.....	58
12.3.1.	Verifica allo SLU	58
12.3.2.	Verifica allo SLE – Fessurazione	60
13.	ALLEGATI.....	60

1. GENERALITÀ

La presente relazione riporta i calcoli di verifica relativi al ponte canale di attraversamento della Dora Riparia realizzato nel Comune di Pianezza (TO), in regione Molino della Barca.

In particolare si effettuano le verifiche strutturali secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. 14/01/2008, considerando la disposizione di cavi AT e relativa struttura di ancoraggio a lato della trave.

La struttura è stata costruita nei primi anni '80 e consiste in una travatura autoportante in cls. armato precompresso in due campate di lunghezza pari a 47.00 m e 25.00 m.

Le travi sono semplicemente appoggiate su una pila intermedia e due spalle di estremità realizzate in cls. armato ordinario, con plinti di fondazione a carico diretto.

Dall'esame dei disegni esecutivi risulta che gli appoggi sono in acciaio e PTFE a cerniera cilindrica di produzione Alga S.p.A.; i dati caratteristici, da catalogo Alga dell'epoca, sono riportati nella seguente tabella.

Struttura	Tipo appoggi	Sigla ALGA	Portata [kN]	ΔL [mm]	HL [kN]	HT [kN]	BxLxH [mm]
Spalle	Mobili unidir long.	LineaFlon LTu 14	700	± 25	-	70	140x370x96
Pila	Fissi	Linear L 14	700	-	70	70	140x340x76

Tutte le strutture risultano verificate ai sensi del D.M. 14/01/2008, come specificato nel seguito, ad eccezione degli apparecchi di appoggio che risultano sottodimensionati e per i quali si raccomanda la sostituzione con altri di caratteristiche idonee.

Si allegano le specifiche dei nuovi appoggi e la stima dei lavori richiesti per la sostituzione.

Seguono figure tipologiche del ponte canale esistente.

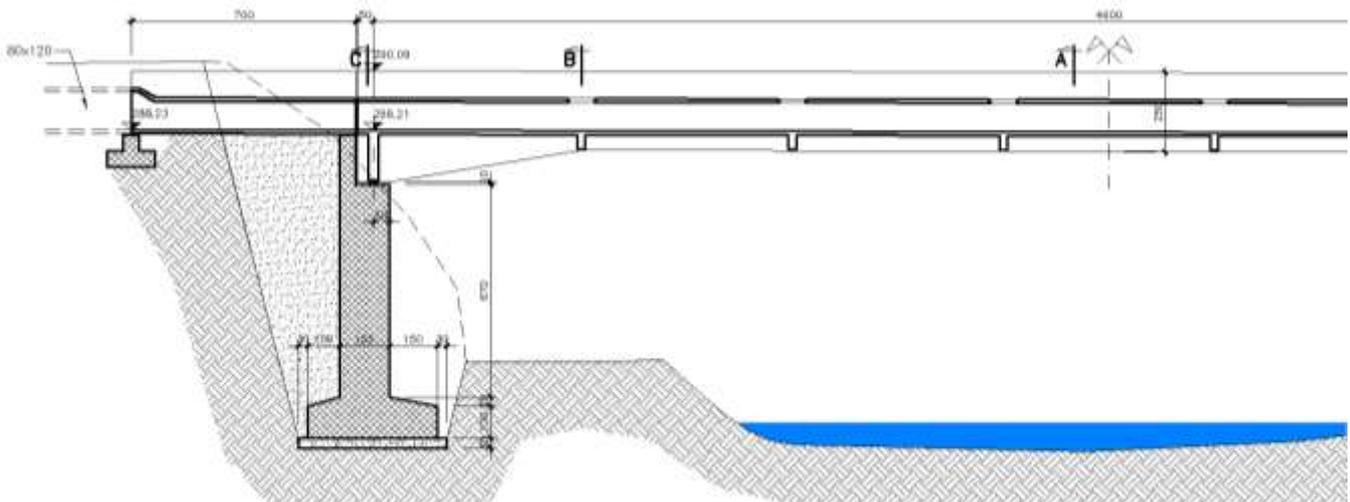


Fig. 1 – Sezione longitudinale (part.)

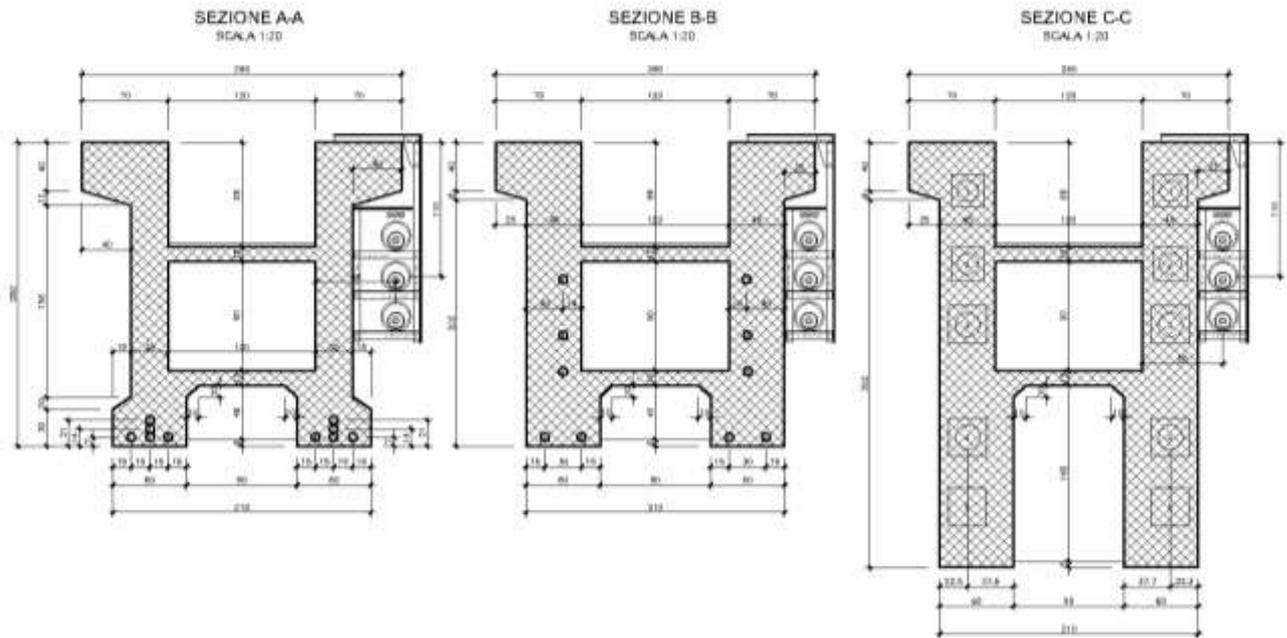


Fig. 2 – Sezioni trasversali impalcato

2. NORMATIVA

Nella redazione dei calcoli statici ci si è attenuti alle prescrizioni della Normativa vigente; in particolare:

- **Legge n°1086 del 05/11/1971**

“Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”

- **Decreto Ministeriale 14/01/2008**

“Norme tecniche per le costruzioni”

- **Circolare Min. 02/02/2009, n° 617**

“Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008”

- **UNI EN 1992-1-1:2005**

“Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”

- **UNI EN 1992-2:2005**

“Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti di calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi”

3. MATERIALI

a) calcestruzzo impalcato precompressi: classe C28/35

resistenza cubica caratteristica $R_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$

resistenza cilindrica caratteristica $f_{ck} \geq 28 \text{ N/mm}^2$

resistenza cilindrica media $f_{cm} \geq 28 + 8 = 36 \text{ N/mm}^2$
 massa volumica: $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$
 modulo di elasticità: $E_c = 22000 [f_{cm} / 10]^{0.3} = 32300 \text{ N/mm}^2$
 coefficiente di Poisson $\mu = 0.2$
 resistenze allo S.L.U.:

calcolo a compressione $f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 = 15.87 \text{ N/mm}^2$
 calcolo a trazione semplice $f_{ctd} = 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} / 1.5 = 1.29 \text{ N/mm}^2$
 calcolo a trazione per flessione $f_{ctd} = 1.2 \cdot f_{ctd} = 1.55 \text{ N/mm}^2$

tensioni massime allo S.L.E.:

compressione $\sigma_c = 0.6 \cdot f_{ck} = 16.80 \text{ N/mm}^2$
 trazione (tens. principale) $\sigma_c = 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 1.94 \text{ N/mm}^2$

b) calcestruzzo pile e spalle: classe C20/25

resistenza cubica caratteristica $R_{ck} \geq 25 \text{ N/mm}^2$
 resistenza cilindrica caratteristica $f_{ck} \geq 20 \text{ N/mm}^2$
 resistenza cilindrica media $f_{cm} \geq 20 + 8 = 28 \text{ N/mm}^2$
 massa volumica: $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$
 modulo di elasticità: $E_c = 22000 [f_{cm} / 10]^{0.3} = 29960 \text{ N/mm}^2$
 coefficiente di Poisson $\mu = 0.2$
 resistenze allo S.L.U.:

calcolo a compressione $f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 = 11.33 \text{ N/mm}^2$
 calcolo a trazione semplice $f_{ctd} = 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} / 1.5 = 1.03 \text{ N/mm}^2$
 calcolo a trazione per flessione $f_{ctd} = 1.2 \cdot f_{ctd} = 1.24 \text{ N/mm}^2$

tensioni massime allo S.L.E.:

compressione (comb. rare) $\sigma_c = 0.6 \cdot f_{ck} = 12.00 \text{ N/mm}^2$
 compressione (comb. quasi perm.) $\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} = 9.00 \text{ N/mm}^2$

c) acciaio armature ordinarie per c.a. FeB 44 k controllato in stab.

massa volumica: $\gamma_c = 78.5 \text{ kN/m}^3$
 modulo di elasticità: $E_c = 210000 \text{ N/mm}^2$
 coefficiente di Poisson $\mu = 0.3$
 tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 430 \text{ N/mm}^2$
 resistenza di calcolo allo S.L.U. $f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 373.9 \text{ N/mm}^2$
 tensione massima allo S.L.E. (comb. rare) $\sigma_s = 0.8 \cdot f_{yk} = 344 \text{ N/mm}^2$

d) acciaio da precompressione: composizione: 32 o 42 fili $\varnothing 7 \text{ mm}$

massa volumica: $\gamma_c = 78.5 \text{ kN/m}^3$
 modulo di elasticità: $E_c = 200000 \text{ N/mm}^2$

coefficiente di Poisson	$\mu = 0.3$
tensione caratteristica di snervamento	$f_{p(0.1)k} \geq 1400 \text{ N/mm}^2$
tensione caratteristica di rottura:	$f_{ptk} \geq 1650 \text{ N/mm}^2$
resistenza di calcolo allo S.L.U.	$f_{pd} = f_{p(0.1)k} / 1.15 = 1217 \text{ N/mm}^2$
tensioni massime allo S.L.E.:	
alla tesatura, agli ancoraggi	$f_{pL1} = \min(0.9 f_{p(0.1)k}; 0.8 f_{ptk}) = 1260 \text{ N/mm}^2$
alla tesatura, lungo il cavo	$f_{pL2} = 0.85 f_{p(0.1)k} = 1190 \text{ N/mm}^2$
a cadute scontate (tempo ∞)	$f_{LL1} = 0.6 f_{ptk} = 990 \text{ N/mm}^2$

4. MODELLAZIONE STRUTTURALE

Il viadotto è stato schematizzato in un modello ad elementi finiti di tipo “trave” (beam), risolto mediante il programma di calcolo “MIDAS/Civil 2015”, versione 1.2, realizzato da “MIDAS Information Technology, Co., Ltd.; Areum B/D 4° floor, 258-1 Seohyeon-dong, Bundang-gu, Seongnam, Gyeonggi-do, 463-824, Korea”; distribuito in Italia da “CSPFea s.c., via Zuccherificio 5/D, 35042 Este (PD)”.

L’affidabilità del codice di calcolo è assicurata da una vasta documentazione teorica e di supporto e da una serie di esempi di verifica in cui i risultati ottenuti sono confrontati con risultati teorici tratti dalla letteratura specialistica o, in mancanza, con risultati di altri codici di calcolo indipendenti.

Gli esempi svolti per la validazione sono scaricabili da “<http://eng.midasuser.com/support>”.

Il programma, ancorchè utilizzabile come codice agli “elementi finiti” di tipo generale, è stato scelto perché volto soprattutto al calcolo di ponti (semplici, continui, strallati, sospesi, ecc.) consentendo tra l’altro la gestione di fasi costruttive successive, l’introduzione di cavi di precompressione, il calcolo delle relative perdite immediate (elastiche, attrito) e differite (ritiro, fluage, rilassamento) e una gestione semi-automatica di ricerca degli effetti massimi e minimi dovuti ai carichi mobili, nonché la possibilità di effettuare analisi dinamiche lineari con spettro di risposta o dinamiche non lineari (time-history).

La modellazione è stata estesa all’impalcato e alla pila intermedia; le spalle sono praticamente indipendenti dall’impalcato in quanto vincolate ad esso da appoggi scorrevoli e vengono schematizzate solamente con un vincolo di incastro.

L’analisi globale della struttura è condotta secondo il metodo “Elastico”; tutti gli elementi strutturali sono considerati indefinitamente elastici.

Viene condotta un’analisi statica per le condizioni di carico relative a permanenti, carichi mobili, vento, e un’analisi dinamica lineare per gli effetti delle azioni sismiche.

Si allegano i dati della modellazione strutturale e la spiegazione delle convenzioni usate nei files di dati del programma.

L’impalcato segue longitudinalmente l’asse coordinato X (da sinistra verso destra), l’asse Z è diretto dal basso verso l’alto e l’asse Y (trasversale) forma con i precedenti una terna destrorsa.

I nodi degli elementi strutturali sono posizionati secondo la disposizione reale; quando necessario sono tra loro collegati da “vincoli rigidi”.

Si è assunta un’accelerazione gravitazionale pari a $g = 9,806 \text{ m/s}^2$.

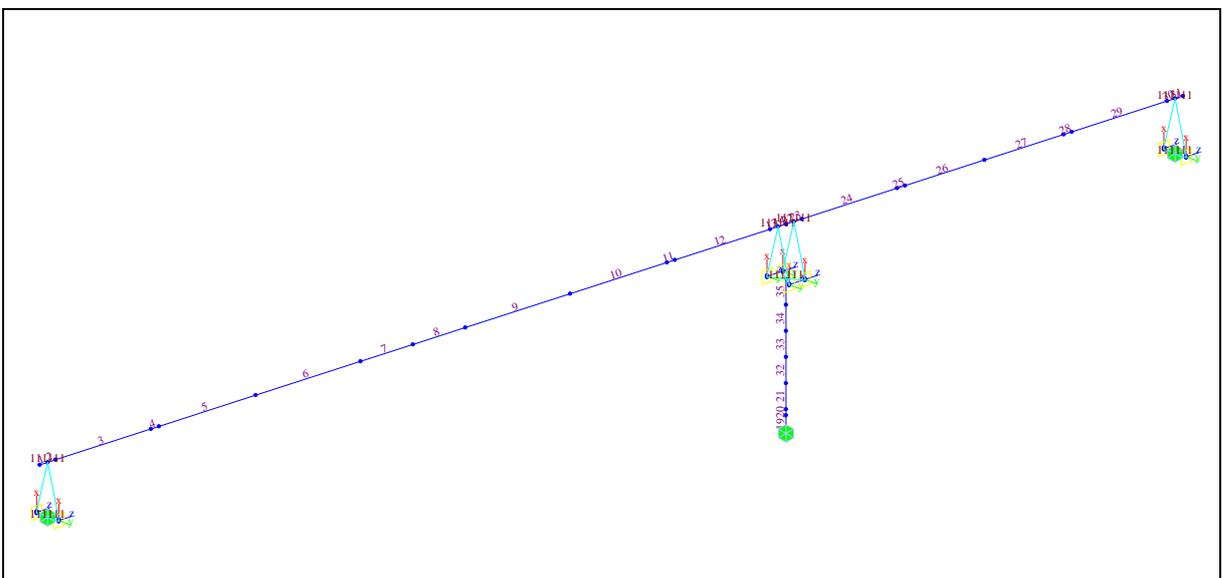
Le unità di misura utilizzate sono coerenti con il Sistema Internazionale:

- lunghezze: m (metri)
- masse: t (tonnellate)
- forze kN (kilo-Newton)

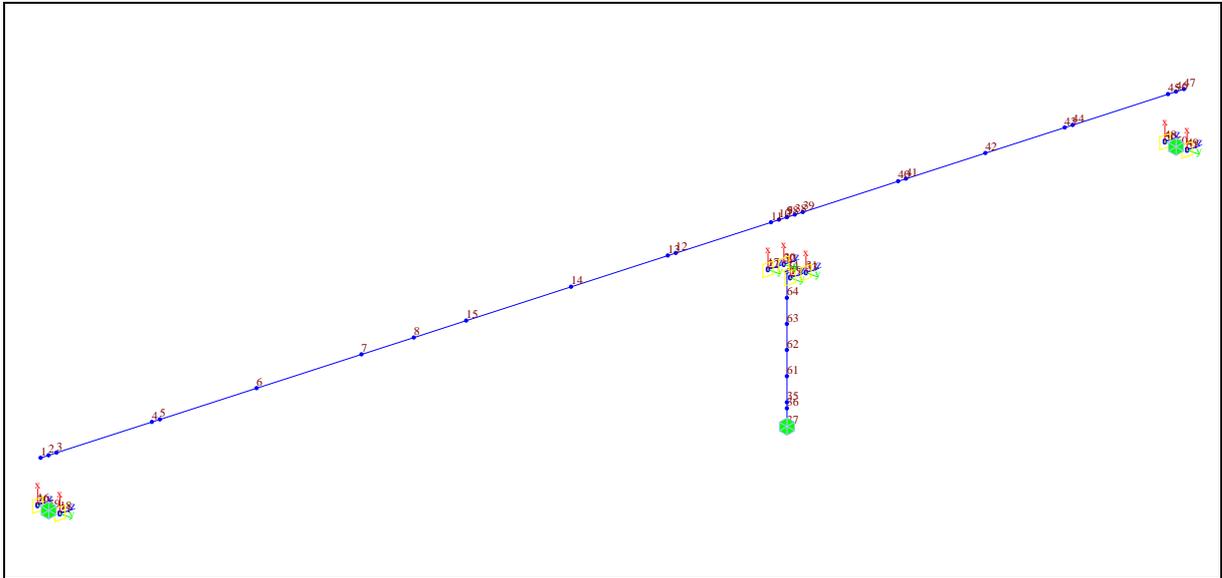
Seguono figure del modello.



assonometria modello (a linee nascoste)



numerazione elementi “beam”



numerazione nodi

5. ANALISI DEI CARICHI

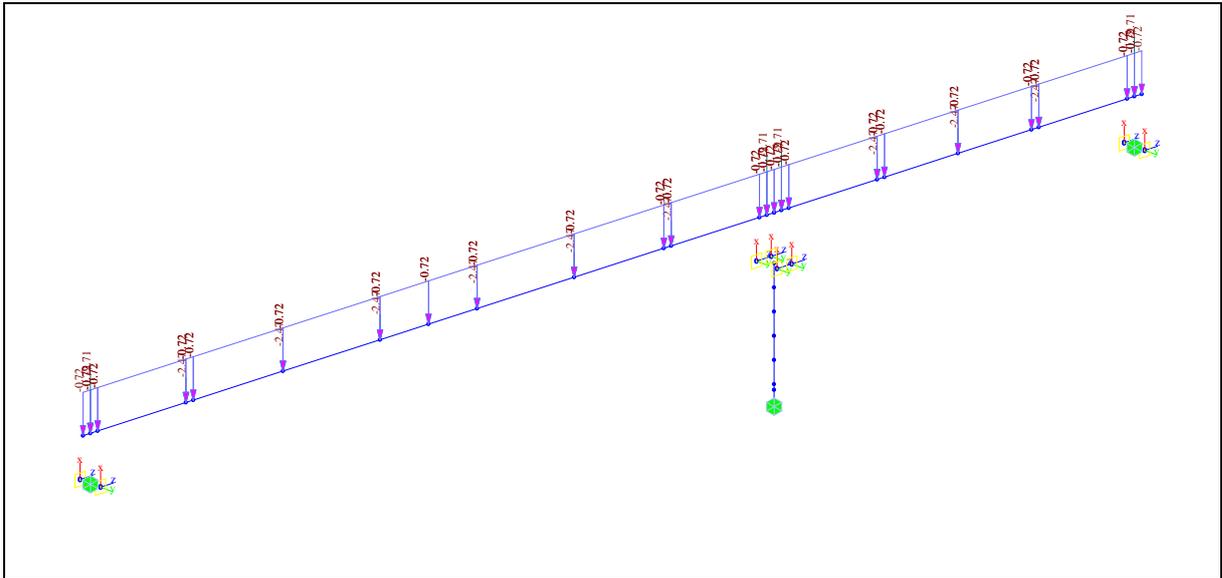
Qui di seguito si riporta l'analisi dei carichi di progetto eseguita distinguendo tra carichi permanenti ed accidentali.

Si nota che per un ponte semplicemente appoggiato sono trascurabili le azioni termiche e i cedimenti vincolari.

5.1. Carichi permanenti - pesi propri strutturali

a) calcestruzzo:

- peso specifico: $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
- massa specifica: $m = 2.55 \text{ t/m}^3$
- pavimentazione: $q = 20 \times 1.20 \times 0.03 = 0.72 \text{ kN/m}$

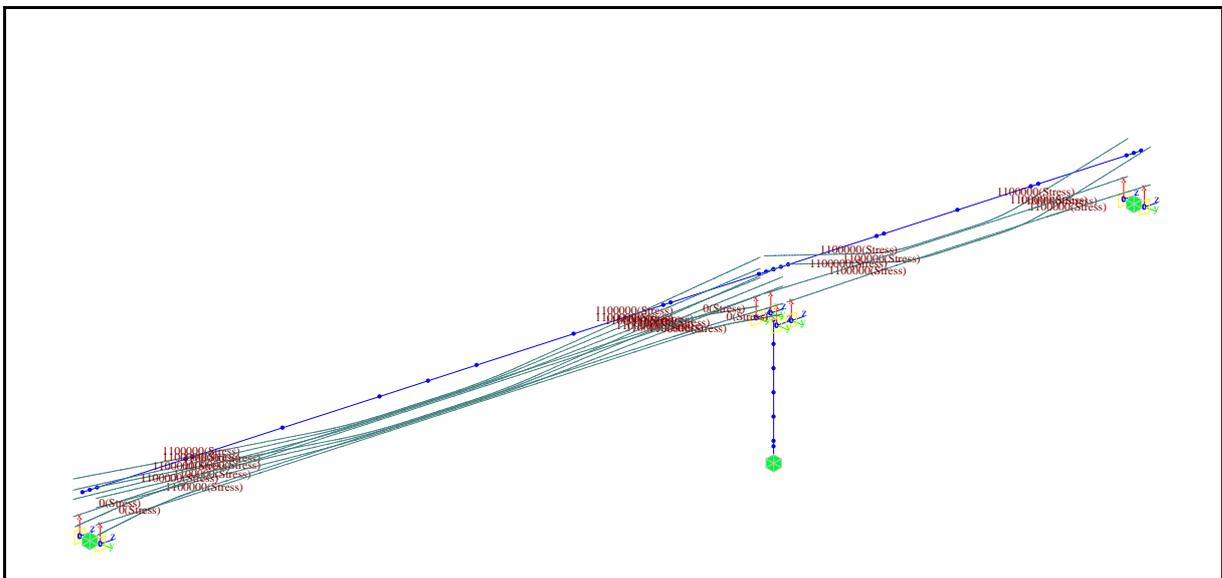


5.2. Precompressione

Le caratteristiche di tesatura dei cavi sono riportate nella seguente tabella.

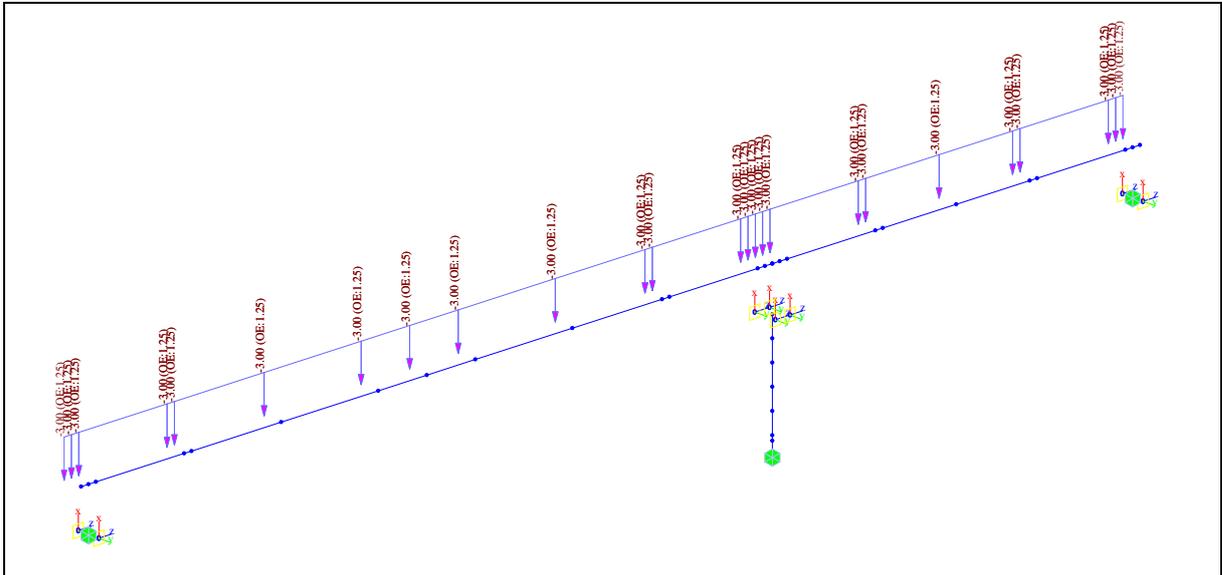
Campata	N° cavo	Composizione	Area cavo [mm ²]	Area guaina [mm ²]	Tesatura SX [N/mm ²]	Tesatura DX [N/mm ²]
L=25 m	1	32 ø 7 mm	1231	3959	1100.00	1100.00
L=25 m	2	42 ø 7 mm	1616	5153	1100.00	1100.00
L=47 m	1	32 ø 7 mm	1231	3959	1100.00	1100.00
L=47 m	2	32 ø 7 mm	1231	3959	1100.00	1100.00
L=47 m	3	42 ø 7 mm	1616	5153	1100.00	1100.00
L=47 m	4	42 ø 7 mm	1616	5153	1100.00	(t.fissa)
L=47 m	5	42 ø 7 mm	1616	5153	(t.fissa)	1100.00

Coefficiente di attrito in retto $f_d = 0.003 \text{ m}^{-1}$
 Coefficiente di attrito in curva $f_c = 0.2$



5.3. Sovraccarichi permanenti

Cavi A.T. e relativi supporti: $q = 3.00 \text{ kN/m}$, eccentricità: $y = 1.25 \text{ m}$



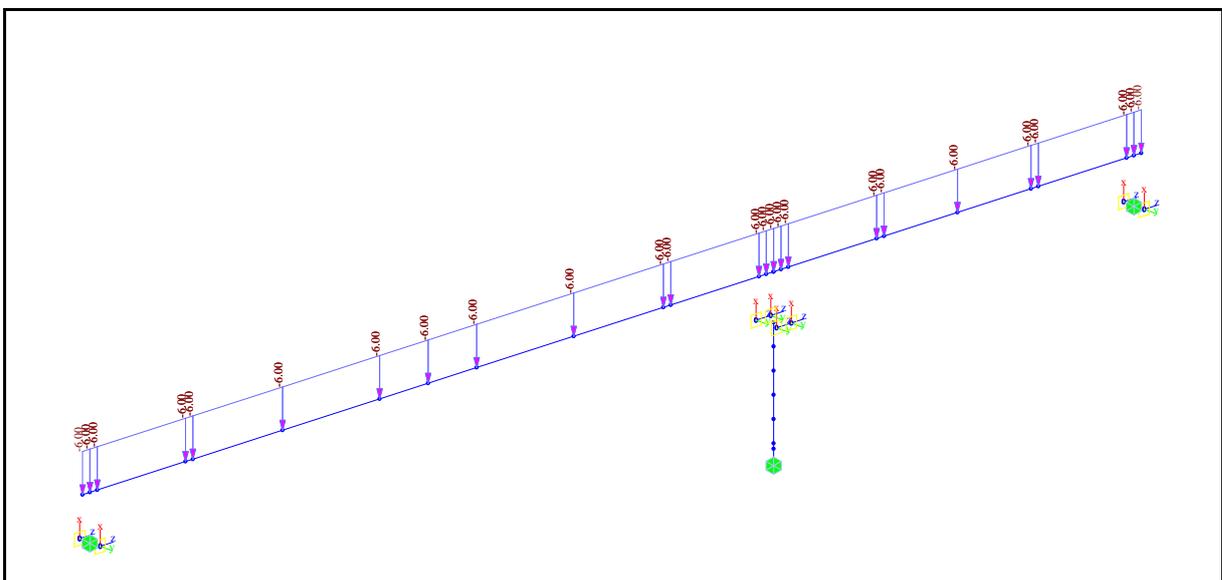
5.4. Carichi variabili di esercizio

L'impalcato si considera caricato secondo lo schema di carico 5 (folla compatta) previsto dal D.M. 14/02/2008: $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$

$$q = 5 \times 1.20 = 6 \text{ kN/m}$$

Per la valutazione degli effetti dei carichi variabili agli stati limite di esercizio si applicano ai carichi i coefficienti di combinazione (NTC 2008):

$$\psi_0 = 0.75 \quad \psi_1 = 0.75 \quad \psi_2 = 0$$

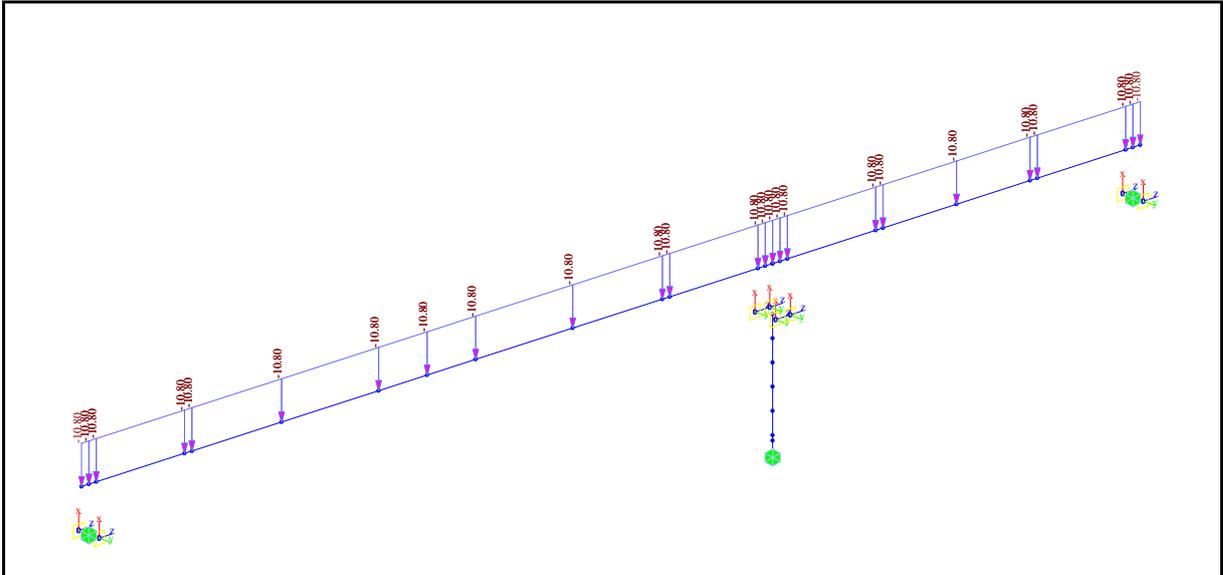


5.5. Peso acqua nel canale

$$q = 0.90 \times 1.20 \times 10 = 10.8 \text{ kN/m}$$

Per la valutazione degli effetti dei carichi variabili agli stati limite di esercizio si applicano ai carichi i coefficienti di combinazione (NTC 2008):

$$\psi_0 = 0.8 \quad \psi_1 = 0.6 \quad \psi_2 = 0.5$$



5.6. Azione del vento trasversale

Nel D.M. 14/01/2008 si valuta l'azione del vento in base alla zona considerata e non ad un valore convenzionale.

La pressione esterna è definita da:

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

La pressione cinetica di picco q (in N/m^2) è data dall'espressione:

$$q = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 25^2 = 391 \text{ N/m}^2$$

dove:

$\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$ densità dell'aria, assunta costante

v_p è la velocità di riferimento del vento (in m/s)

$v_b = v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$ ($a_s = 290 \text{ m} < a_0 = 1000 \text{ m}$)

considerando un'altitudine sul livello del mare del sito: $a_s = 290 \text{ m}$

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

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

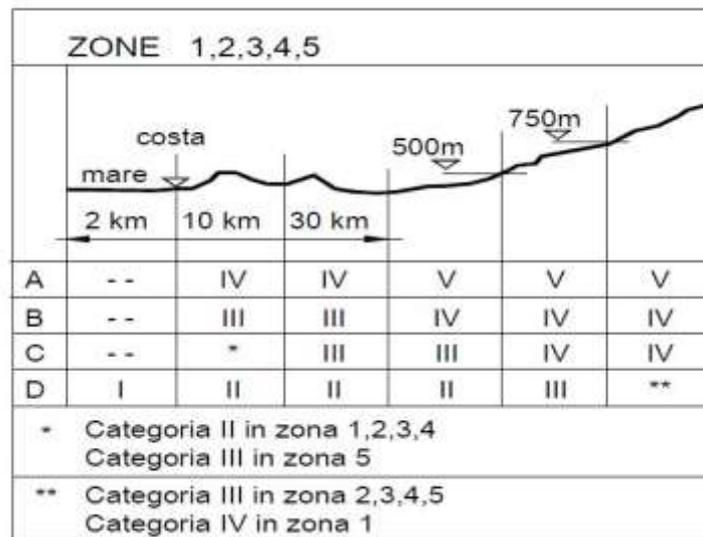


Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

c_e è il coefficiente di esposizione; avendo una classe di rugosità D

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	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....)



in zona 1 (Piemonte) si ottiene una categoria di esposizione II

a cui corrispondono i seguenti parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

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

Con l'opera avente altezza massima $z \approx 11\text{m} > z_{min} = 4\text{m}$

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \alpha \cdot [7 + c_t \cdot \alpha] = 0.19^2 \cdot 66.8 = 2.41$$

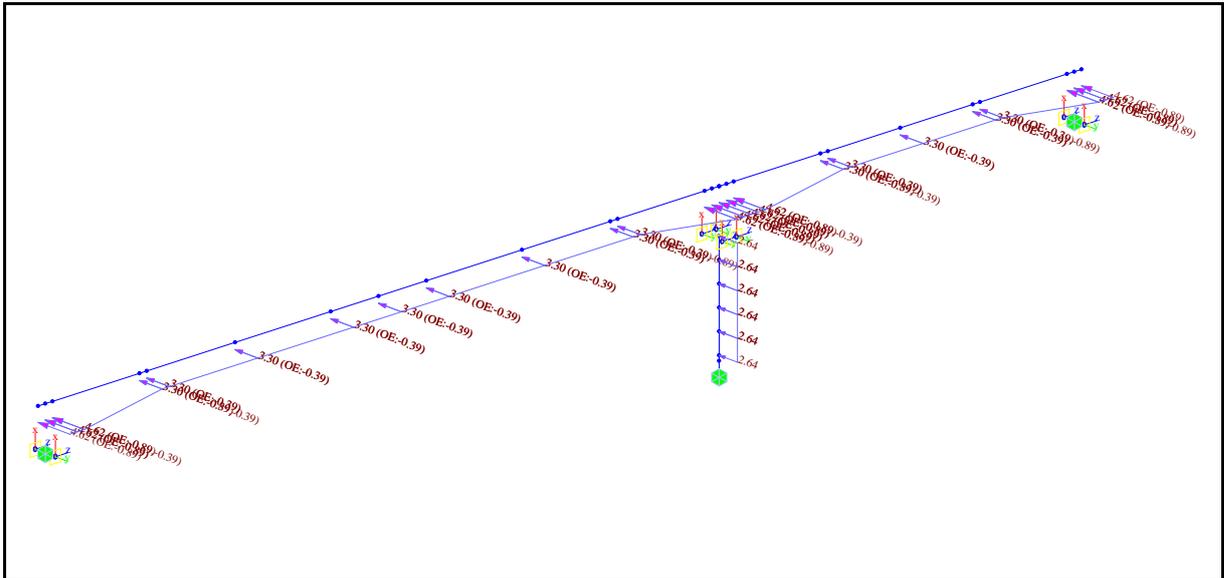
dove $\alpha = \ln(z/z_0) = \ln(11/0.05) = 5.40$; $c_t = 1$

$c_d = 1$: coefficiente dinamico

$c_p = 1.4$: coefficiente di forma; nel caso di travi ad anima piena (Circ. 02/02/2009, C3.3.10.4).

La pressione esterna è quindi definita dalla espressione seguente:

$$p = q \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 391 \cdot 2.41 \cdot 1 \cdot 1.4 = 1320 \text{ N/m}^2$$



5.7. Azioni sismiche

La stima dei parametri spettrali necessari per la definizione dell'azione sismica è stata effettuata utilizzando le informazioni disponibili nel reticolo di riferimento (tabella 1 – Allegato B – D.M. 14 gennaio 2008).

Considerando l'ubicazione del sito in oggetto (ED50: Lat: 45.0903; Long: 7.5599) ed ipotizzando una costruzione caratterizzata da:

- una vita nominale di 50 anni, ricadente in classe d'uso pari a II (affollamento normale)
- una categoria topografica T1;
- una categoria B per il sottosuolo;

Si hanno i seguenti valori dei **parametri spettrali**:

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0.0265	2.523	0.190
SLD	50	0.0329	2.560	0.206
SLV	475	0.0667	2.705	0.270
SLC	975	0.0811	2.733	0.283

Le espressioni dello spettro elastico S_e di risposta secondo le NTC 2008 sono le seguenti:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

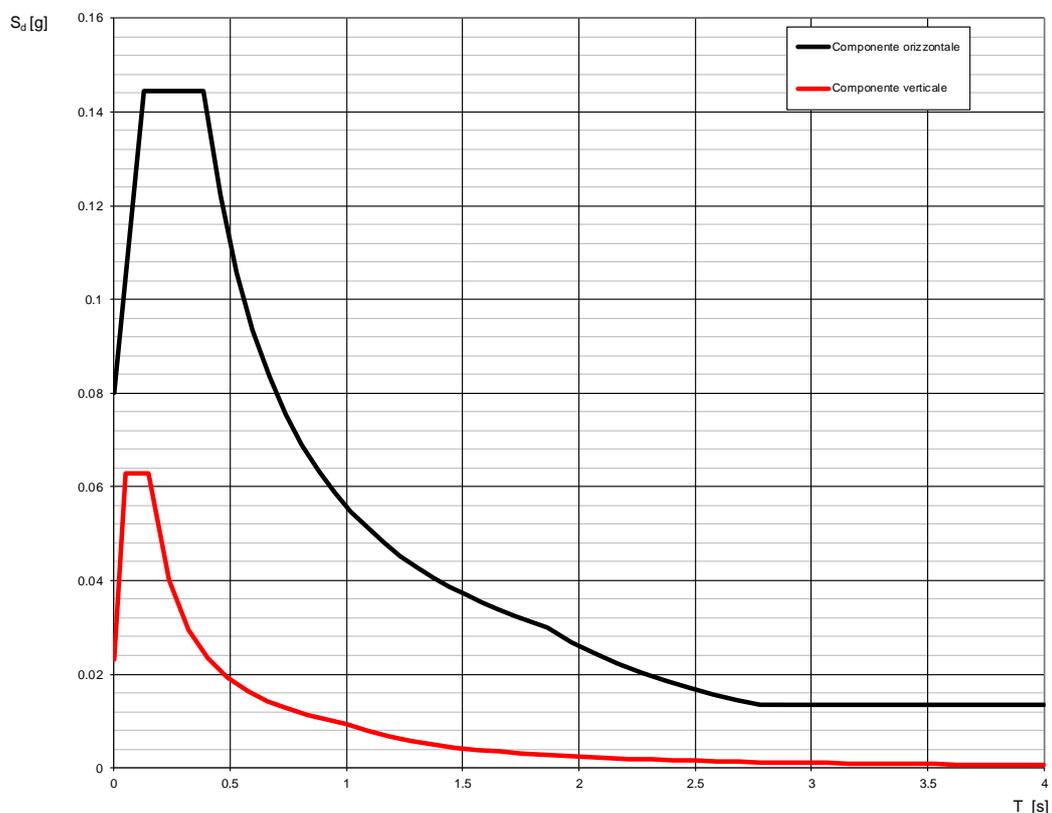
Lo spettro di progetto S_d per le verifiche allo SLU si ottiene dalle precedenti espressioni dello S_e sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura (il cui valore dipende dalla struttura considerata).

Seguono gli spettri inelastici per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV); si sono assunti i fattori di struttura:

- componenti orizzontali: $q_0 = 1.5$
- componente verticale: $q = 1$

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite:

SLV

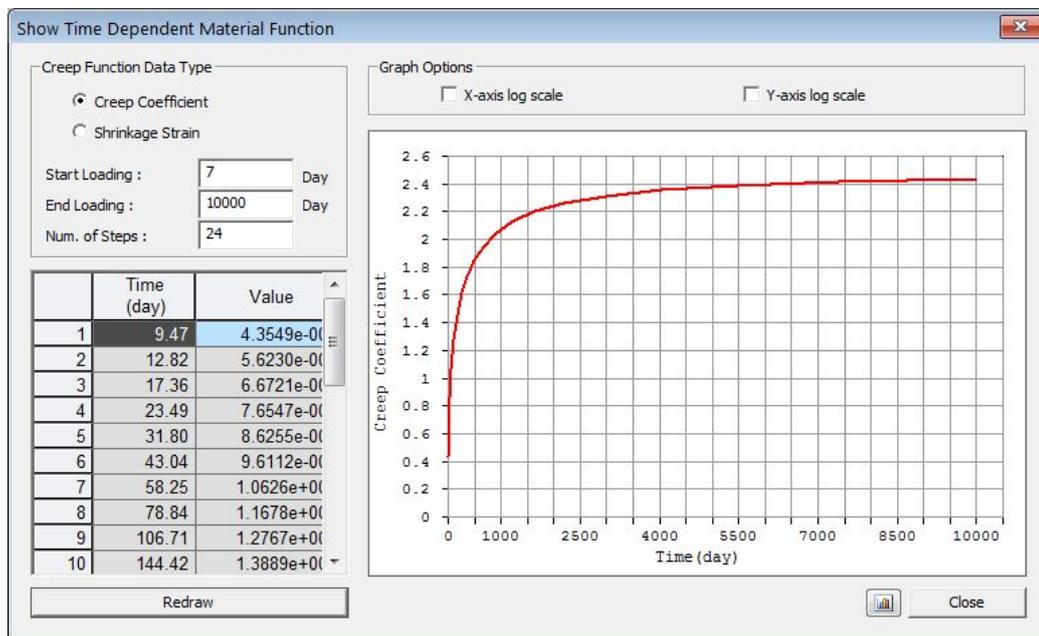


5.8. Fenomeni deformativi lenti del calcestruzzo

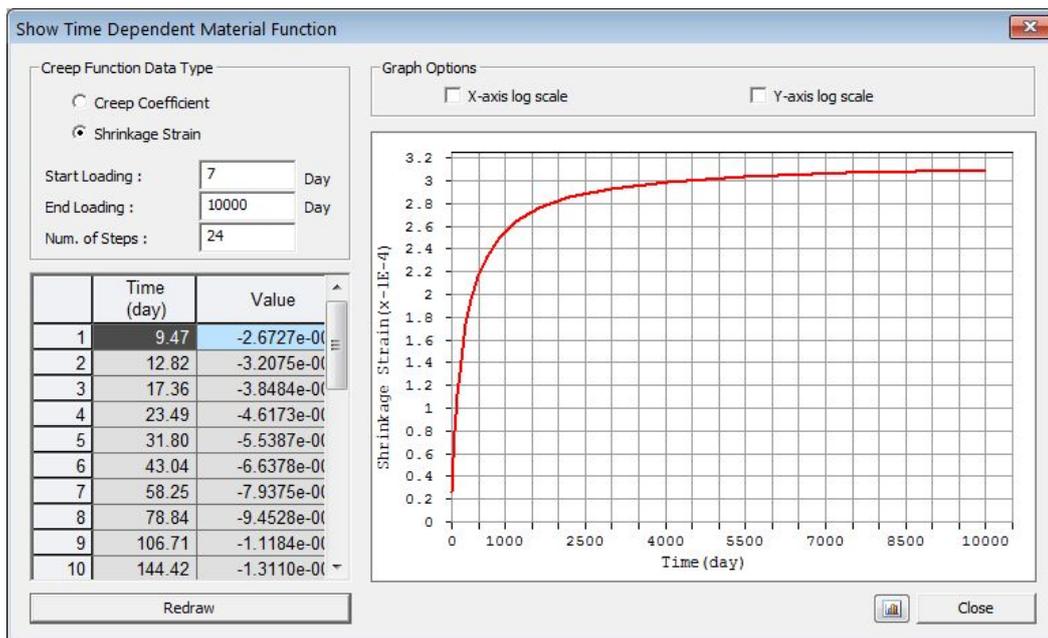
L'influenza di ritiro e fluage dell' impalcato viene considerata automaticamente dal programma di calcolo sulla base delle relazioni stabilite dal codice EN 1992-2 con i seguenti dati:

- resistenza caratteristica cilindrica a 28 gg: $f_{ck} = 28 \text{ N/mm}^2$
- umidità relativa ambiente: 70 %
- perimetro esposto all'atmosfera: $h = 2 \times A_c / u = 0.37 \text{ m}$
- calcestruzzo a indurimento normale: N
- età iniziale del calcestruzzo: 7 gg

Si ottengono i seguenti diagrammi di fluage e ritiro nel tempo:



CREEP (FLUAGE)

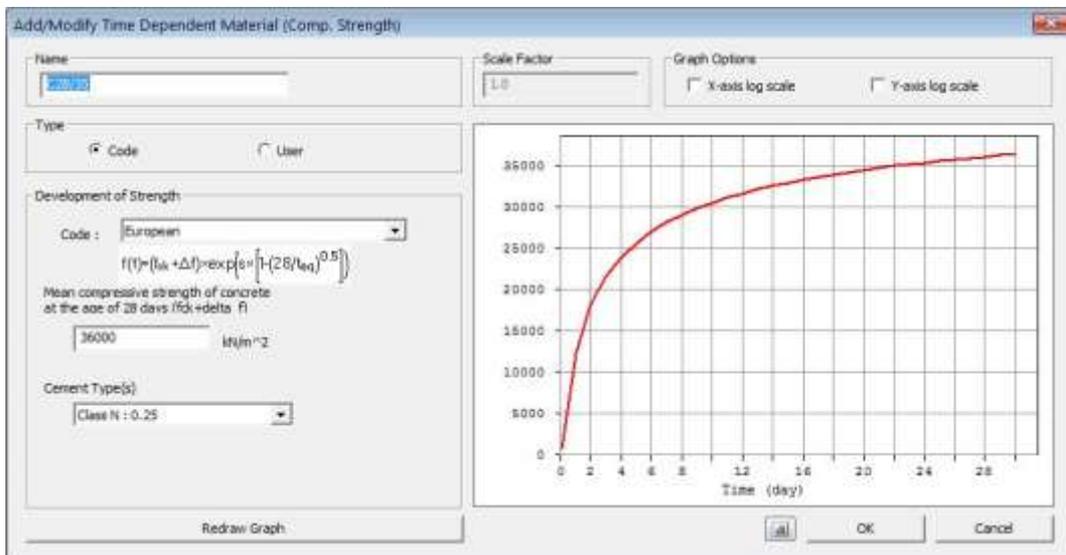


SHRINKAGE (RITIRO)

Si nota che l'analisi viene condotta per "fasi costruttive" dal programma di calcolo; nello specifico, essendo la struttura isostatica, fluage e ritiro non causano alcuna sollecitazione sulle sezioni; si producono invece deformazioni delle quali si tiene conto nella valutazione degli spostamenti e delle cadute di tensione dei cavi di precompressione.

La variazione della resistenza caratteristica del calcestruzzo nel tempo iniziale viene determinata con la formula:

$$f_c(t) = f_{ck} \times e^{0,25 \times \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0,5} \right]}$$



6. COMBINAZIONI DI CARICO

I coefficienti moltiplicativi delle singole azioni sono riassunti nella tabella seguente, per le condizioni di carico statiche e sismiche.

7. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Le strutture vengono analizzate dal programma secondo le fasi di costruzione (construction stage):

- fase 1: corrisponde alla fase costruttiva (30 giorni):

carichi applicati: peso strutture e peso pavimentazione, precompressione.

- fase 2: corrisponde a ulla fase di esercizio di lunga durata (10000 giorni) in cui il calcestruzzo degli impalcati ha caratteristiche elastiche variabili nel tempo e si tiene conto dei fenomeni di interazione lenti di ritiro e fluage, valutati secondo gli schemi EN 1992-2:

sezione reagente: trave di acciaio e soletta (con modulo variabile)

carichi applicati: finiture, ritiro e fluage della soletta

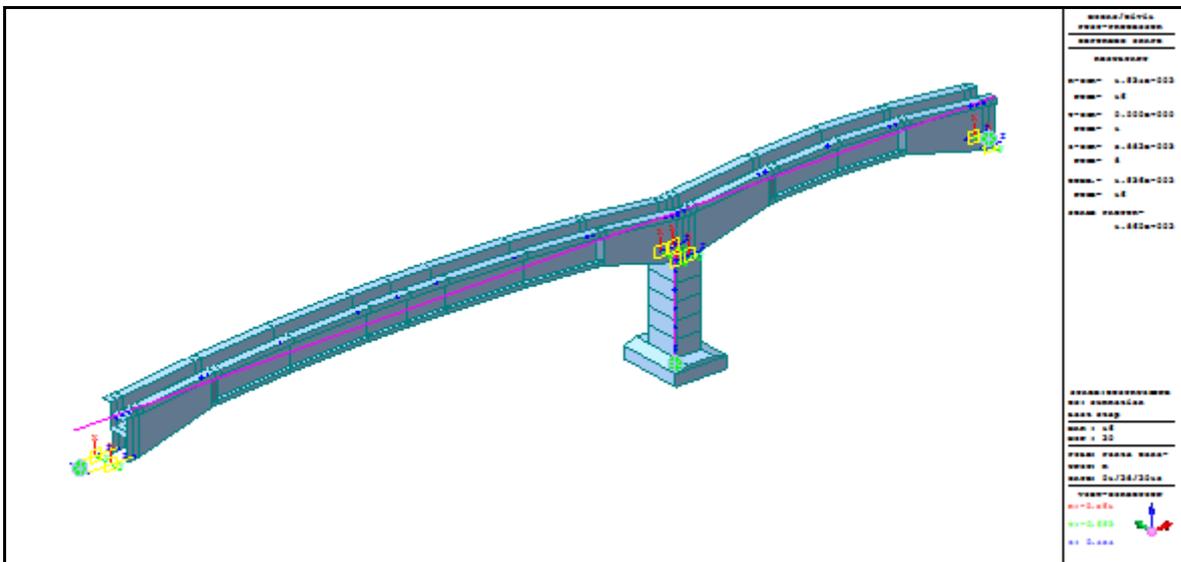
Le unità di misura utilizzate sono coerenti con il Sistema Internazionale:

lunghezze: m (metri)

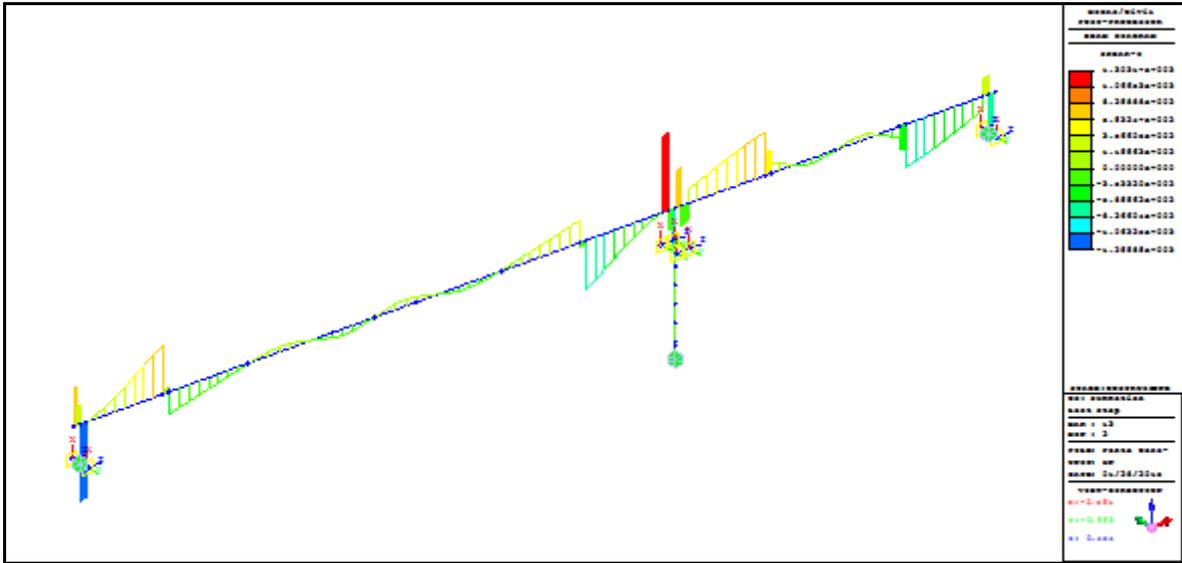
masse: t (tonnellate)

forze kN (kilo-Newton)

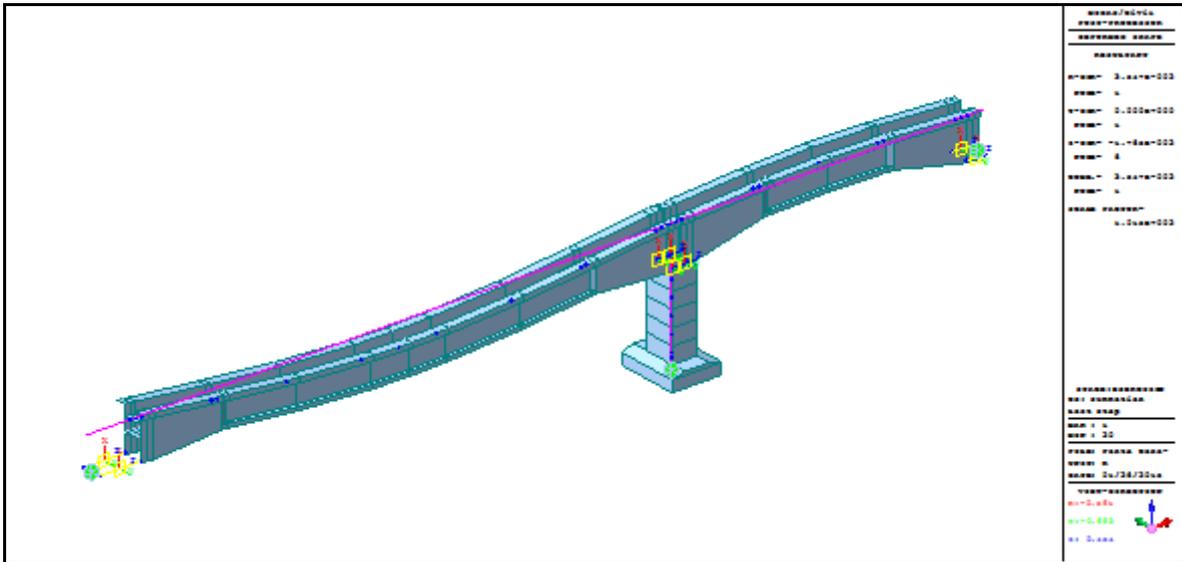
Seguono diagrammi delle deformazioni e delle sollecitazioni calcolate sulle strutture.



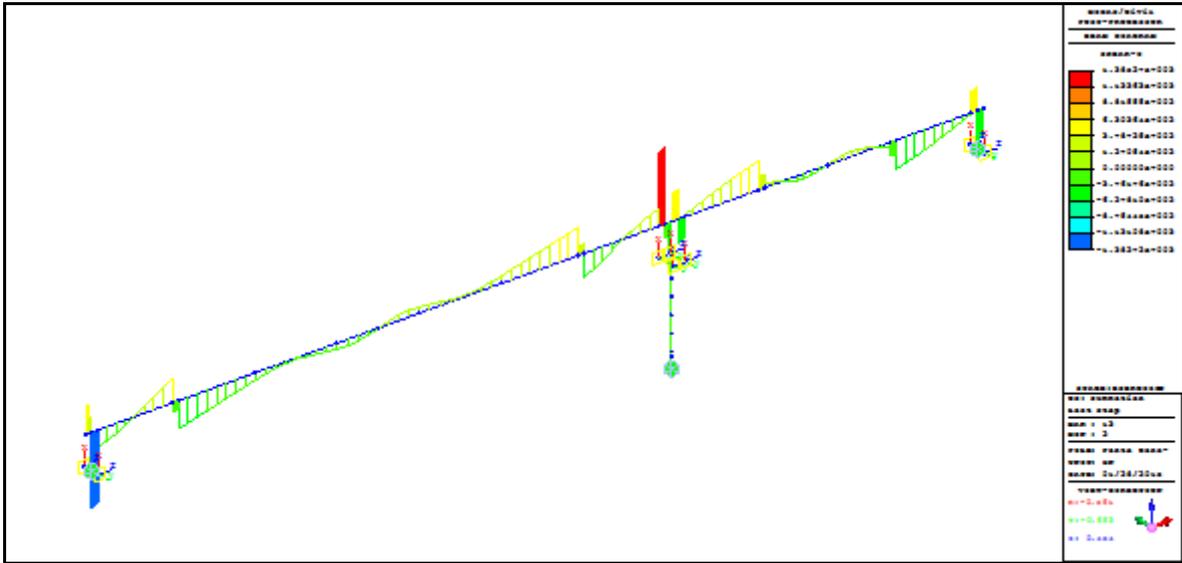
Fase 1 - Carichi permanenti + precompressione – Deformata



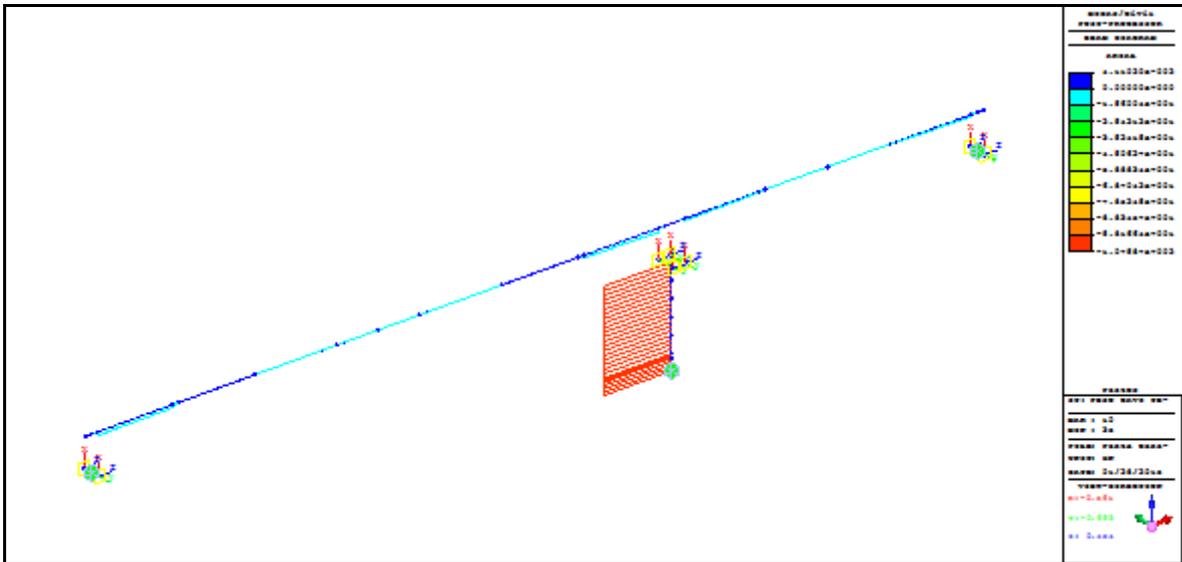
Fase 1 - Carichi permanenti + precompressione - Diagramma sforzi taglianti



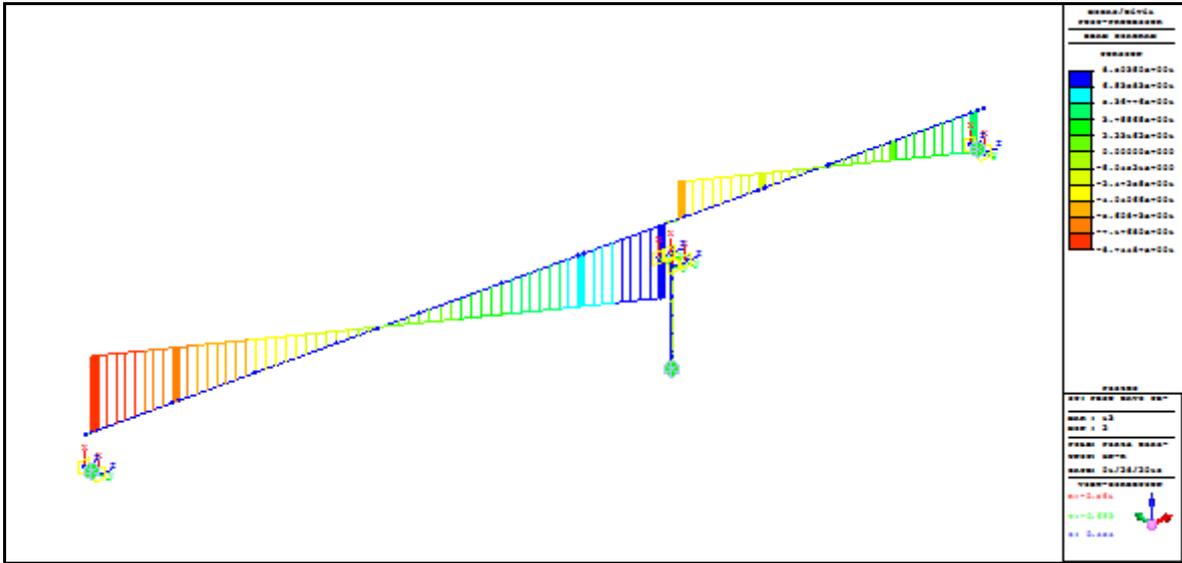
Fase 2 - Carichi permanenti + precompressione – Deformata



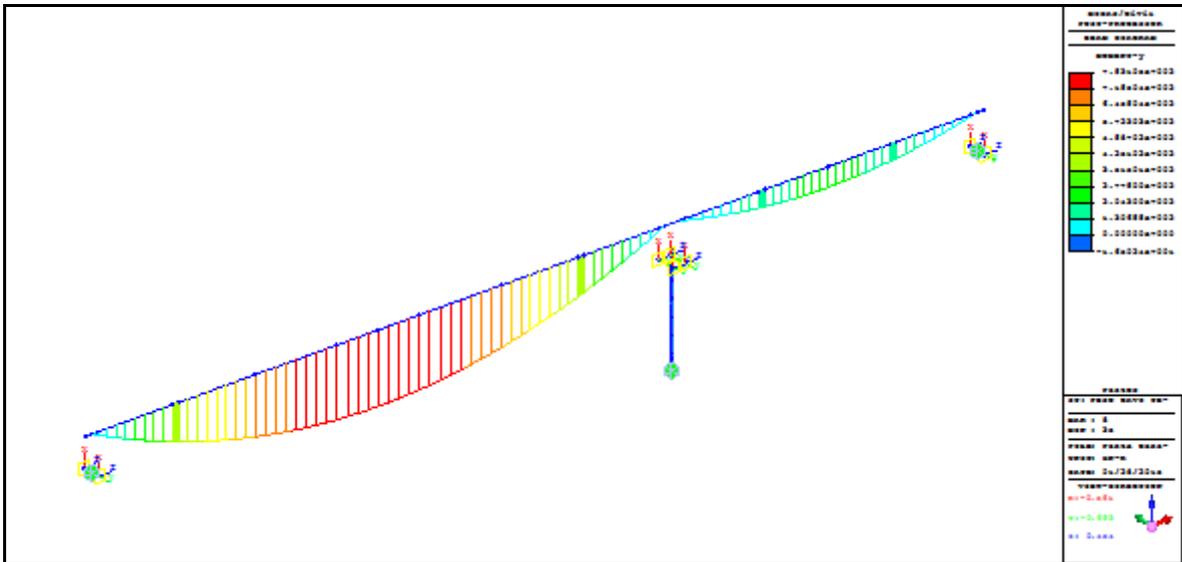
Fase 2 - Carichi permanenti + precompressione - Diagramma sforzi taglianti



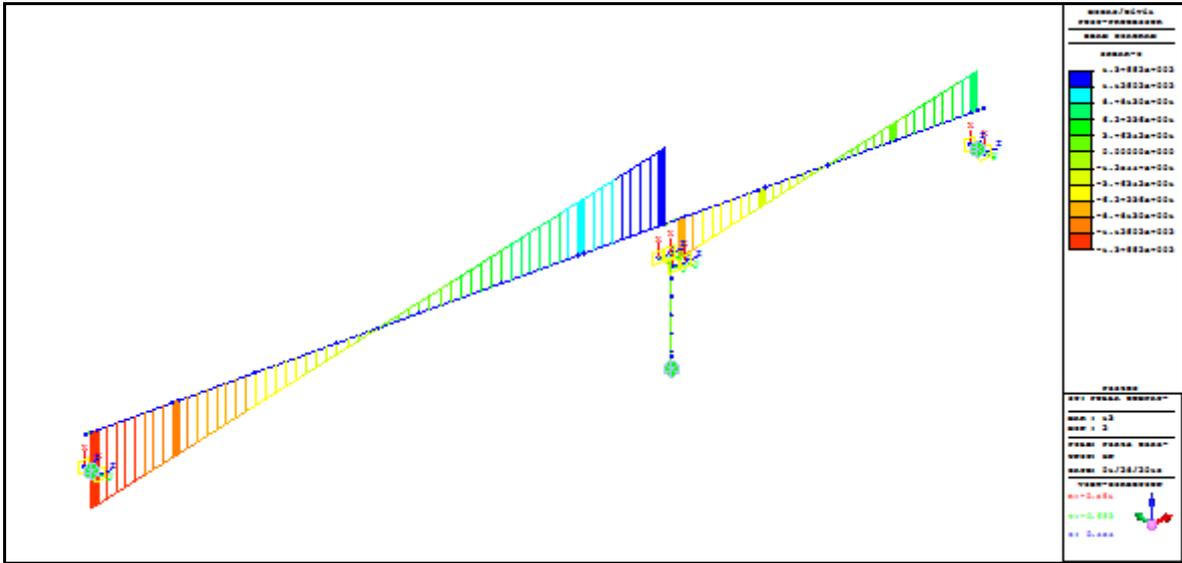
Cavi AT - Diagramma sforzi assiali



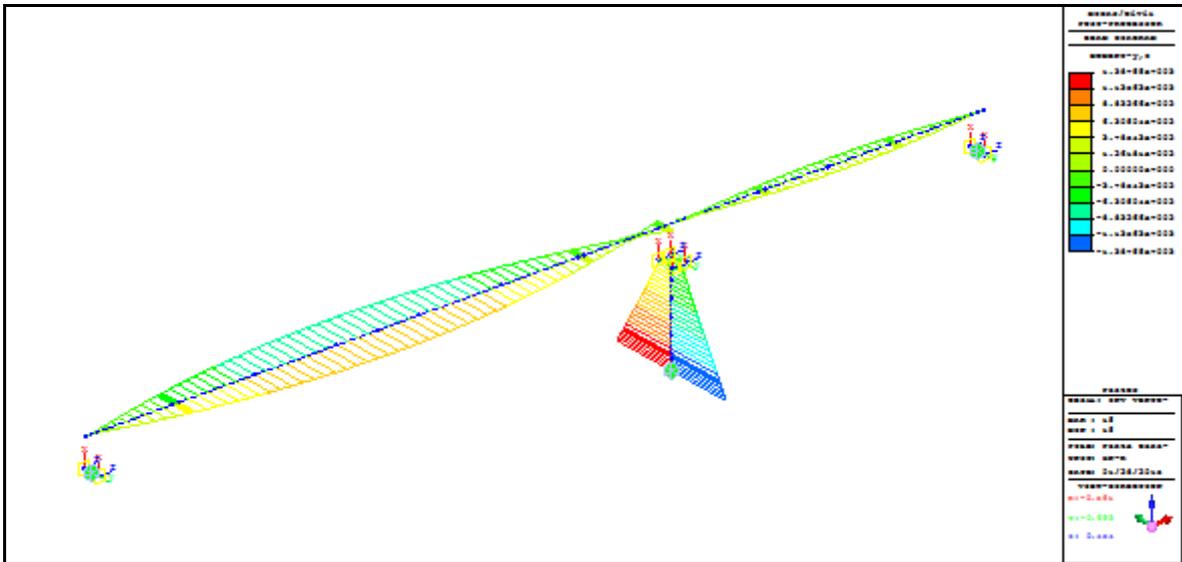
Cavi AT - Diagramma momenti torcenti



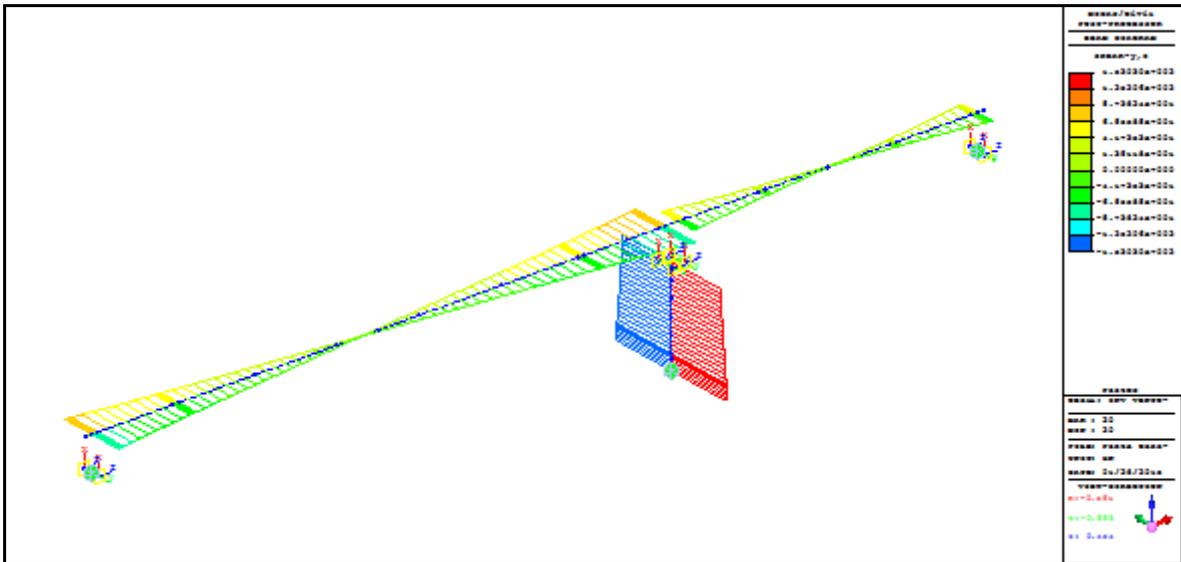
Cavi AT - Diagramma momenti flettenti



Folla compatta sul ponte - Diagramma sforzi taglianti



Inviluppo vento trasversale ±Y - Diagramma momenti flettenti



Inviluppo vento trasversale $\pm Y$ - Diagramma sforzi taglianti

8. VERIFICA DEGLI APPARECCHI DI APPOGGIO

Si riportano nelle seguenti tabelle le sollecitazioni orizzontali (longitudinali e trasversali) massime e le sollecitazioni verticali massime e minime su ogni appoggio.

TABELLA CARICHI APPOGGI ESISTENTI

Struttura Appoggi	Tipo appoggi (ALGA)	Nodi	S.L.U. STATICI			S.L.V. SISMICI			CARATTERISTICI			QUASI PERMANENTI		
			FX (Long) (kN)	FY (Trasv) (kN)	FZ (Vert) (kN)	FX (Long) (kN)	FY (Trasv) (kN)	FZ (Vert) (kN)	FX (Long) (kN)	FY (Trasv) (kN)	FZ (Vert) (kN)	FX (Long) (kN)	FY (Trasv) (kN)	FZ (Vert) (kN)
Spalla lato L=47	LINEAFLO LTu 14	20-21	0	62.1	1658.9	0	59.3	1213.6	0	41.4	1204.0	0	0	991.3
					1132.6						649.8			
Pila lato L=47	LINEAR L14	22-23	2.9	62.2	1644.1	116.2	60.5	1205.0	2.0	41.4	1194.0	0	0	989.6
					1147.4			658.4			851.3			
Pila lato L=25	LINEAR L14	32-33	0.3	35.0	936.6	80.2	55.5	773.9	0.2	23.3	681.5	0	0	576.5
					686.2			319.5			508.6			
Spalla lato L=25	LINEAFLO LTu 14	50-51	0	35.0	962.7	0	53.8	788.0	0	23.3	699.2	0	0	579.5
					660.4			305.6			491.1			

Come si nota dalla tabella, i valori evidenziati sono superiori alle portate nominali degli appoggi, definite al paragrafo 1 (FZ = 700 kN; FX e FY = 70 kN).

In considerazione di ciò si raccomanda la sostituzione degli appoggi con altri di portata adeguata.

Seguono le specifiche dei nuovi appoggi previsti e la stima dei lavori necessari alla sostituzione.

Struttura Appoggi	Tipo appoggi	SIGLA ALGA LINEAR	CARICHI (PORTATE)			ESCURSIONI	
			VERT. (kN)	TRASV. (kN)	LONGIT. (kN)	TRASV. (mm)	LONGIT. (mm)
Spalla DX lato L=47	UNIDIR. LONG.	LL 1250/50-125	1250	125	-	-	±25
	MULTIDIR.	LM 1250/50/20	1250	-	-	±10	±25
Spalla SX lato L=25	UNIDIR. LONG.	LL 0800/50-080	800	80	-	-	±25
	MULTIDIR.	LM 0800/50/20	800	-	-	±10	±25
Pila lato L=47	FISSO	LF 1250-125-125	1250	125	125	-	-
	UNIDIR. TRASV.	LT 1250/20-125	1250	-	125	±10	-
Pila lato L=25	FISSO	LF 0800-080-080	800	80	80	-	-
	UNIDIR. TRASV.	LT 0800/20-080	800	-	80	±10	-

NOTA: COLLEGAMENTO ALLE STRUTTURE REALIZZATO CON INCOLLAGGIO DI RESINA EPOSSIDICA

Stima dei lavori:

a) Sollevamento dal basso di testate di impalcati di ponti e viadotti per sostituzione e/o spessorazione ed ancoraggio di apparecchi di appoggio mediante apparecchiatura idraulica opportuna posta sui piani di pila e sotto le travi o i trasversi, comandata da centralina a pressioni differenziate e rapporto volumetrico costante; compresi: sollevamento degli impalcati fino a un max di 4 cm, rimozione degli appoggi esistenti e trasporto in magazzino, il nolo dell'attrezzatura di sollevamento, l'onere per mantenere sollevato gli impalcati per il tempo occorrente ad eseguire tutti i lavori, ancoraggio degli appoggi e rettifica o rifacimento dei piani di appoggio, successivo abbassamento degli impalcati e gli oneri dell'attrezzatura mobile o dei ponteggi per l'accesso all'intradosso degli impalcati e per l'esecuzione dei lavori stessi: € 20000

b) fornitura degli apparecchi di appoggio (ved. tabella): € 10500

c) ispezione e ripristino dei giunti di impermeabilizzazione tra gli impalcati: € 3000

Per un totale stimato pari a: € 33500.

9. VERIFICHE DEGLI IMPALCATI IN C.A.P.

Seguono le verifiche delle singole sezioni, asta per asta, eseguite secondo NTC 2008 ed EuroCodice 2.

La campata da 47 m è rappresentata dalle aste 2÷13 mentre la campata da 25 m dalle aste 23÷30; si omettono le verifiche per le aste disposte oltre gli appoggi (1,14, 22, 31)

9.1. Verifica di resistenza a flessione allo SLU

Si effettuano le verifiche allo stato limite ultimo per flessione delle sezioni; a favore della sicurezza si sono trascurate le armature ordinarie.

Seguono i tabulati di calcolo per ogni asta considerata, per le combinazioni di carichi positive più gravose.

Dati tabulati:

Elem:	numero dell'elemento
Part:	nodo iniziale (I) o finale (J) dell'elemento
LCom Name:	combinazione di carico più gravosa
Type:	tipo di sollecitazione (massima o minima)
CHK:	check di verifica (OK = verificato)
M_Ed:	momento di calcolo applicato alla trave
M_Rd:	momento resistente della sezione (≥ M_Ed)
$\frac{M_Ed}{M_Rd} \leq 1$:	rapporto sollecitazione / resistenza; condizione di verifica della sezione

9.2. Verifiche di resistenza al taglio allo SLU

Si effettuano le verifiche allo stato limite ultimo per taglio verticale delle sezioni; a favore della sicurezza si sono trascurate le armature trasversali.

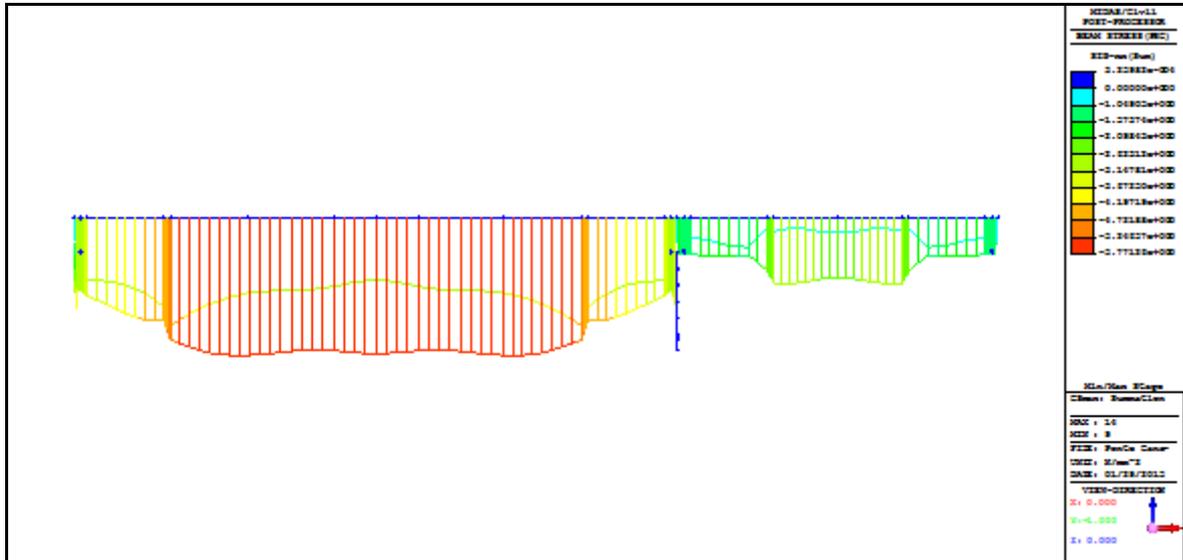
Seguono i tabulati di calcolo per ogni asta considerata, per le combinazioni di carichi più gravose.

Dati tabulati:

Elem:	numero dell'elemento
Part:	nodo iniziale (I) o finale (J) dell'elemento
Max./Min.	taglio massimo o minimo
LCom Name:	combinazione di carico più gravosa
Type:	sollecitazione (massima o minima)
CHK:	check di verifica (OK = verificato)
V_Ed:	sforzo tagliante di calcolo
V_Rd:	resistenza al taglio della sezione: $\min(V_{Rd,c}; V_{Rd,s})$
V_Rd,c:	resistenza al taglio del calcestruzzo
V_Rd,s:	resistenza al taglio delle armature (trascurato)
$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \leq 1$:	rapporto sollecitazione / resistenza; condizione di verifica della sezione

9.3. Verifiche delle tensioni nelle fasi costruttive (compressione)

Si effettuano le verifiche tensionali ai bordi delle sezioni durante le fasi costruttive.



Tensioni normali max/min nelle fasi costruttive (inviluppo)

Seguono i tabulati di calcolo per ogni asta considerata, per le fasi costruttive più gravose.

Dati tabulati:

- Elem: numero dell'elemento
- Part: nodo iniziale (I) o finale (J) dell'elemento
- Comp./Tens.: tensione di compressione o trazione da verificare
- Stage: fase costruttiva in cui si hanno le massime tensioni
- CHK: check di verifica per le fasi costruttive (OK = verificato)
- FT: tensione dovuta al momento flettente verticale (My) e sforzo assiale (Fx) al bordo superiore della sezione
- FB: tensione dovuta al momento flettente verticale (My) e sforzo assiale (Fx) al bordo inferiore della sezione
- FTL: tensione dovuta al momento flettente verticale (My), orizzontale (Mz) e sforzo assiale (Fx) al bordo superiore sinistro della sezione
- FBL: tensione dovuta al momento flettente verticale (My), orizzontale (Mz) e sforzo assiale (Fx) al bordo inferiore sinistro della sezione
- FTR: tensione dovuta al momento flettente verticale (My), orizzontale (Mz) e sforzo assiale (Fx) al bordo superiore destro della sezione
- FBR: tensione dovuta al momento flettente verticale (My), orizzontale (Mz) e sforzo assiale (Fx) al bordo inferiore destro della sezione
- FMAX: massima tensione tra le precedenti
- ALW = $0.6 f_{ck(i)}$ tensione ammissibile massima (compressione)

9.5. Verifica delle tensioni principali in costruzione (trazione)

Si effettuano le verifiche tensionali ai bordi delle sezioni durante le fasi costruttive.

Le tensioni principali sono date dalla seguente formula:

$$\sigma_{ps} = \frac{1}{2} \left[(\sigma_x + \sigma_z) \pm \sqrt{(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4(\tau_s + \tau_t + \tau_p)^2} \right]$$

σ_x, σ_z : tensione normale parallela/perpendicolare all'asse trave

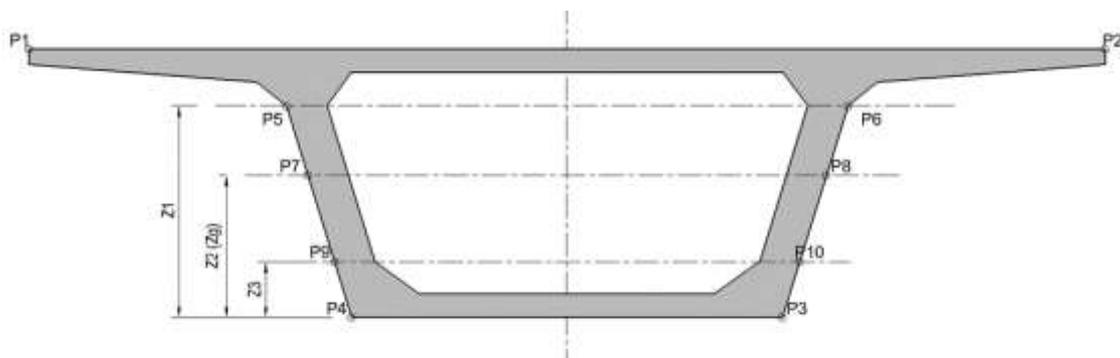
τ_s, τ_t, τ_p : tensione tangenziale dovuta a taglio / torsione / precompressione

Seguono i tabulati di calcolo per ogni asta considerata, per le fasi costruttive più gravose.

Dati tabulati:

- Elem: numero dell'elemento
- Part: nodo iniziale (I) o finale (J) dell'elemento
- Comp./Tens.: tensione di compressione o trazione da verificare
- Stage: fase costruttiva in cui si hanno le massime tensioni
- CHK: check di verifica per le fasi costruttive (OK = verificato)
- Sig_P1: tensione principale al bordo superiore sinistro della sezione
- Sig_P2: tensione principale al bordo superiore destro della sezione
- Sig_P3: tensione principale al bordo inferiore destro della sezione
- Sig_P4: tensione principale al bordo inferiore sinistro della sezione
- Sig_P5: tensione principale al bordo superiore sinistro dell'anima (al livello Z1)
- Sig_P6: tensione principale al bordo superiore destro dell'anima (al livello Z1)
- Sig_P7: tensione principale al baricentro sinistro dell'anima (al livello Z2)
- Sig_P8: tensione principale al baricentro destro dell'anima (al livello Z2)
- Sig_P9: tensione principale al bordo inferiore sinistro dell'anima (al livello Z3)
- Sig_P10: tensione principale al bordo inferiore sinistro dell'anima (al livello Z3)
- Sig_MAX: minima tensione principale tra le 10 precedenti (trazione)

$\text{Sig}_{AP} = 0.289\sqrt{f_{ck}}$ (da AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, SI units, 2007):
tensione principale ammissibile massima (trazione)



P1÷P10 (sezione di esempio)

9.6. Verifica delle tensioni principali in esercizio (trazione)

Si effettuano le verifiche tensionali ai bordi delle sezioni durante le fasi di esercizio (S.L.E.).

Le tensioni principali sono date dalla seguente formula:

$$\sigma_{ps} = \frac{1}{2} \left[(\sigma_x + \sigma_z) \pm \sqrt{(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4(\tau_s + \tau_t + \tau_p)^2} \right]$$

σ_x, σ_z : tensione normale parallela/perpendicolare all'asse trave

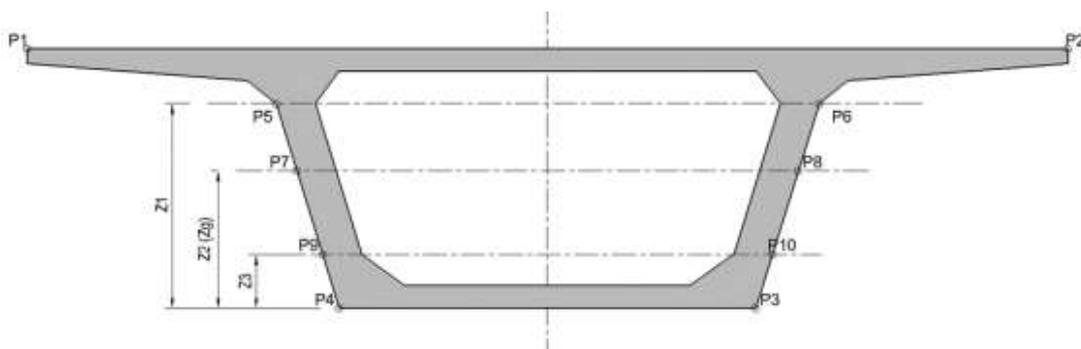
τ_s, τ_t, τ_p : tensione tangenziale dovuta a taglio / torsione / precompressione

Seguono i tabulati di calcolo per ogni asta considerata, per le comb. di esercizio più gravose.

Dati tabulati:

Elem:	numero dell'elemento
Part:	nodo iniziale (I) o finale (J) dell'elemento
Comp./Tens.:	tensione di compressione o trazione da verificare
LCom Name:	combinazione di carico più gravosa
Type:	sollecitazione (massima o minima)
CHK:	check di verifica per le fasi costruttive (OK = verificato)
Sig_P1:	tensione principale al bordo superiore sinistro della sezione
Sig_P2:	tensione principale al bordo superiore destro della sezione
Sig_P3:	tensione principale al bordo inferiore destro della sezione
Sig_P4:	tensione principale al bordo inferiore sinistro della sezione
Sig_P5:	tensione principale al bordo superiore sinistro dell'anima (al livello Z1)
Sig_P6:	tensione principale al bordo superiore destro dell'anima (al livello Z1)
Sig_P7:	tensione principale al baricentro sinistro dell'anima (al livello Z2)
Sig_P8:	tensione principale al baricentro destro dell'anima (al livello Z2)
Sig_P9:	tensione principale al bordo inferiore sinistro dell'anima (al livello Z3)
Sig_P10:	tensione principale al bordo inferiore sinistro dell'anima (al livello Z3)
Sig_MAX:	minima tensione principale tra le 10 precedenti (trazione)

$\text{Sig_AP} = 0.289 \sqrt{f_{ck}}$ (da AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, SI units, 2007):
tensione principale ammissibile massima (trazione)



P1÷P10 (sezione di esempio)

9.7. Verifica di fessurazione

Viene effettuato il calcolo della fessurazione per:

- condizioni ambientali: aggressive
- armatura sensibile (fili di precompressione)
- comb. frequenti: apertura limite fessure: : $w_2 = 0.2 \text{ mm}$
- comb. quasi permanenti: decompressione

Seguono i tabulati di calcolo per ogni asta considerata, per le comb. di esercizio più gravose.

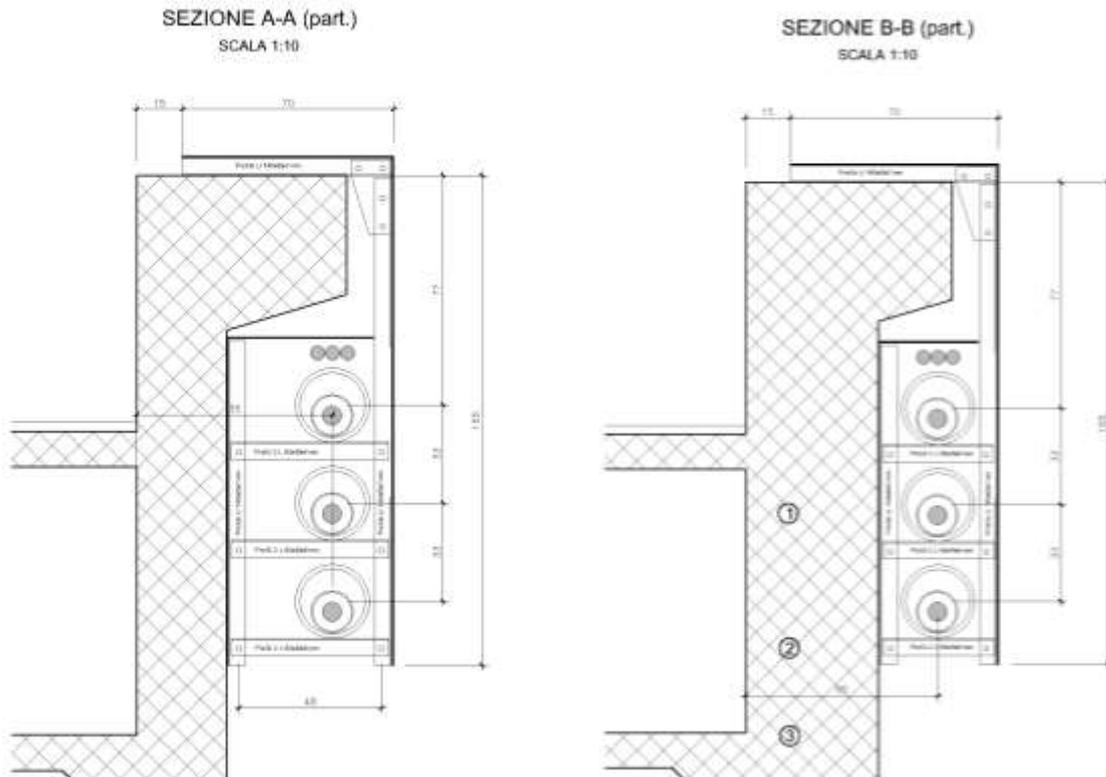
Dati tabulati:

- Elem: numero dell'elemento
- Part: nodo iniziale (I) o finale (J) dell'elemento
- Top./Bottom: verifica al lembo superiore/inferiore
- LCom Name: combinazione di carico più gravosa
- Serv. Load Type: Characteristic / Frequent / Quasi Permanent
- Type: sollecitazione (massima o minima)
- CHK: check di verifica (OK = verificato)
- N_Ed: sforzo assiale di calcolo
- M_Ed: momento flettente di calcolo
- S_r,max: distanza massima tra le fessure (se fessurato)
- Ep_sm – Ep_cm: deformazioni unitarie medie acciaio – calcestruzzo (se fessurato)
- Wk: apertura caratteristica delle fessure (se fessurato)
- Wmax: apertura limite delle fessure per la comb. di carico assunta

10. VERIFICHE STRUTTURA DI SOSTEGNO CAVI A.T.

Le strutture di sostegno dei cavi si suppongono disposte ad interasse 1.50 m.

Le strutture sono ancorate con tasselli a espansione aventi solamente funzione di collegamento non strutturale



10.1. Verifica profilati L 40x60x6 mm

I profilati si considerano incernierati sulla luce di 48 cm.

Carichi: peso proprio: $q = 4.46 \text{ kg/m}$

peso cavo: $Q = 40 \times 1.50 / 2 = 30 \text{ kg}$

Verifica a flessione e taglio allo stato limite ultimo:

- tipo acciaio: S235
- tensione di snervamento: $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$
- tensione di rottura: $f_{tk} = 360 \text{ N/mm}^2$
- modulo di resistenza: $W = 5.03 \text{ cm}^3$
- area resistente a taglio: $A_V = 3.64 \text{ cm}^2$
- momento flettente massimo: $M_{Sd} = 1.3 \times (0.0446 \times 48^2/8 + 30 \times 48 / 2) = 1003 \text{ kg.cm}$
- resistenza a flessione: $M_{Rd} = 2350 \times 5.03 / 1.05 = 11258 \text{ kg.cm}$ (verificato)
- taglio massimo: $V_{Sd} = 1.3 \times (0.0446 \times 48 / 2 + 30 / 2) = 20.9 \text{ kg}$

- resistenza a taglio:
$$V_{Rd} = \frac{3.64 \cdot 2350}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 4704 \text{ kg} \quad (\text{verificato})$$

10.2. Verifica profilati U 140x60x7 mm

A favore della sicurezza si suppone che tutta la struttura inferiore sia sostenuta dal profilato verticale.

Carichi: peso struttura: $Q = 16 \times (1.65 + 1.10) + 3 \times 2 \times 4.46 \times 0.48 = 57 \text{ kg}$

cavi AT: $Q = 3 \times 40 \times 1.5 = 180 \text{ kg}$

tubi PE: $Q = 38 \times 1.5 = 57 \text{ kg}$

Schermatura: $Q = 50 \times 1.5 = 75 \text{ kg}$

Totale: $Q = 369 \text{ kg}$

Verifica a trazione allo stato limite ultimo:

- tipo acciaio: S235

- tensione di snervamento: $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$

- tensione di rottura: $f_{tk} = 360 \text{ N/mm}^2$

- area profilato: $A = 20.4 \text{ cm}^2$

- area profilato (depurata fori): $A_{net} = 17.0 \text{ cm}^2$

- sforzo di trazione: $N_{Sd} = 1.3 \times 369 = 480 \text{ kg}$

- resistenza della sezione lorda: $N_{pl,Rd} = 20.4 \times 2350 / 1.05 = 45657 \text{ kg}$

- resistenza della sezione netta: $N_{u,Rd} = 0.9 \times 17 \times 3600 / 1.05 = 52457 \text{ kg}$

- resistenza a trazione: $N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd} ; N_{u,Rd}) = 45657 \text{ kg} \quad (\text{verificato})$

11. VERIFICA DELLE SPALLE

I calcoli sono svolti per la spalla in DX orografica Stura che ha la maggiore altezza e si assumono validi per entrambe le spalle.

La determinazione delle sollecitazioni viene eseguita mediante apposito foglio di calcolo allegato.

La progettazione viene effettuata seguendo l' "Approccio 1":

- Combinazione 1: (A1 + M1 + R1)

- Combinazione 2: (A2 + M2 + R2)

Le verifiche di portanza della fondazione vengono svolte secondo Coulomb.

I coefficienti parziali per le verifiche allo stato limite ultimo sono riportati nelle seguenti tabelle, tratte da NTC 2008.

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Per le rocce, al valore caratteristico della resistenza a compressione uniaassiale q_u deve essere applicato un coefficiente parziale $\gamma_{qu}=1,6$.

Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Caratteristiche sismiche pseudo-statiche:

- coefficiente sismico orizzontale: $k_h = \beta_m a_{max} / g = 1 \times 1.2 \times 0.0667 = 0.0801$
- coefficiente sismico verticale: $k_v = \pm 0.5 k_h = 0.0401$

Nota: $\beta_m = 1$ per le spalle da ponte (NTC 2008, §7.9.5.6.1)

Caratteristiche geotecniche terreno in situ: (A1 + M1 + R1) (A2 + M2 + R2)

- profondità piano di fondazione: $p = 1.00$ m
- massa volumica efficace (saturo): $\gamma' = 20 - 10 = 10$ kN/m³
- angolo di attrito interno: $\phi = 35^\circ$ $\phi = 29.26^\circ$

- coesione drenata:	$c' = 0$	$c' = 0$
Caratteristiche geotecniche terrapieno:	(A1 + M1 + R1)	(A2 + M2 + R2)
- massa volumica efficace:	$\gamma' = 20 \text{ kN/m}^3$	
- angolo di attrito interno:	$\varphi = 35^\circ$	$\varphi = 29.26^\circ$
- coesione drenata:	$c' = 0$	$c' = 0$
- coefficienti di spinta:		
statico (Coulomb):	$\lambda_a = 0.2710$	$\lambda_a = 0.3430$
sismico v.alto (Mononobe-Okabe):	$\lambda_{as} = 0.3177$	$\lambda_{as} = 0.3961$
sismico v.basso (Mononobe-Okabe):	$\lambda_{as} = 0.3138$	$\lambda_{as} = 0.3918$

11.1. Verifiche della fondazione

Vedere tabulato allegato; i risultati più significativi sono qui riassunti.

a) Verifica al ribaltamento (EQU: A2 + M2): il coefficiente di sicurezza minimo risulta:

- combinazione statica a ponte scarico: $M_R / M_S = 6339.6 / 3145.3 = 2.02$ (> 1)

b) Verifica di portanza; il coefficiente di sicurezza minimo risulta:

- combinazione 2 sismica (v. alto): $Q_R / Q_S = 509.7 / 368.0 = 1.38$ (> 1)

c) Verifica allo scorrimento: il coefficiente di sicurezza minimo risulta:

- combinazione 2 sismica (v. alto): $H_R / H_S = 2039.8 / 1142.7 = 1.79$ (> 1)

11.2. Verifica del plinto di fondazione

11.2.1. Sbalzo longitudinale - Verifica allo SLU

La pressione massima del terreno risulta: $\sigma_t = 386 \text{ kN/m}^2$

Le sollecitazioni massime all'incastro nel fusto spalla risultano per una larghezza unitaria:

sforzo di taglio: $V_{Sd} = 386 \times 1.50 = 579 \text{ kN/m}$

momento flettente: $M_{Sd} = 579 \times 1.50 / 2 = 434.2 \text{ kN.m/m}$

sforzo di taglio ridotto per sezione ad altezza variabile: $V'_{Sd} = 579 - 70.3 = 508.7 \text{ kN/m}$

Dati sezione:

base di calcolo: $b = 1.00 \text{ m}$

altezza: $h = 1.30 \text{ m}$

armature tese: $4 \varnothing 20 / \text{m}$ $y = 0.03 \text{ m}$

armature compresse: $4 \varnothing 12 / \text{m}$ $y = 1.27 \text{ m}$

staffe (legature): $4 \varnothing 12 / \text{m}^2$

Risultati verifiche:

momento resistente: $M_{Rd} = 580.7 \text{ kN.m/m}$ (verificato: $M_{Rd} > M_{Sd}$)

taglio resistente: $V_{Rd} = 522.4 \text{ kN/m}$ (verificato: $V_{Rd} > V'_{Sd}$)

11.2.2. Sbalzo longitudinale - Verifica allo SLE - Fessurazione

Dati sezione:

base di calcolo:	b = 1.00 m	
altezza:	h = 1.30 m	
armature tese:	4 \varnothing 20 /m	y = 0.03 m
armature compresse:	4 \varnothing 12 /m	y = 1.27 m

Sollecitazioni: combinazione:	Rara	Frequente	Quasi Perm.
pressione terreno:	$\sigma_t = 286.9$	270.6	224.7 kN/m ²
momento flettente:	$M_{Sd} = 322.8$	304.4	252.8 kN.m/m
Risultati verifiche: combinazione:	Rara	Frequente	Quasi Perm.
compressione cls.:	$\sigma_c = -2.583$	-2.436	-2.023 N/mm ²
trazione armature:	$\sigma_c = 212.87$	200.73	166.70 N/mm ²
apertura fessure:	$w_k =$ N.D.	0	0 mm

Nota: $w_k = 0$ se la sezione è verificata allo stato limite di formazione delle fessure.

11.2.3. Sbalzo trasversale - Verifica allo SLU

La pressione massima del terreno risulta: $\sigma_t = 386 \text{ kN/m}^2$

Le sollecitazioni massime all'incastro nel fusto spalla risultano per l'intero plinto:

sforzo di taglio:	$V_{Sd} = 4.05 \times 386 \times 1.20 = 1876 \text{ kN}$
momento flettente:	$M_{Sd} = 1876 \times 1.20 / 2 = 1125.6 \text{ kN.m}$

Dati sezione:

base di calcolo:	b = 4.05 / 1.55 m
altezza:	h = 1.00 / 1.30 m
armature tese:	20 \varnothing 16 y = 0.03 m
armature compresse:	10 \varnothing 12 y = 1.27 m
staffe (legature):	4 \varnothing 12 /m ²

Risultati verifiche:

momento resistente:	$M_{Rd} = 1838.9 \text{ kN.m/m}$ (verificato: $M_{Rd} > M_{Sd}$)
taglio resistente:	$V_{Rd} = 2064.2 \text{ kN/m}$ (verificato: $V_{Rd} > V_{Sd}$)

11.2.4. Sbalzo trasversale - Verifica allo SLE - Fessurazione

Dati sezione:

base di calcolo:	b = 4.05 / 1.55 m
altezza:	h = 1.00 / 1.30 m
armature tese:	20 \varnothing 16 y = 0.03 m
armature compresse:	10 \varnothing 12 y = 1.27 m

Sollecitazioni: combinazione:		Rara	Frequente	Quasi Perm.
pressione terreno:	$\sigma_t =$	286.9	270.6	224.7 kN/m ²
momento flettente:	$M_{Sd} =$	836.6	789.1	655.2 kN.m
Risultati verifiche: combinazione:		Rara	Frequente	Quasi Perm.
compressione cls.:	$\sigma_c =$	-2.620	-2.471	-2.052 N/mm ²
trazione armature:	$\sigma_c =$	175.65	165.67	137.56 N/mm ²
apertura fessure:	$w_k =$	N.D.	0	0 mm

Nota: $w_k = 0$ se la sezione è verificata allo stato limite di formazione delle fessure.

11.3. Verifica del fusto spalla

11.3.1. Verifica allo SLU

Le sollecitazioni massime all'incastro nel plinto risultano in fase statica con ponte carico, allo SLU:

sfuerzo normale:	$N_{Sd} =$	-3677.8 kN
sfuerzo di taglio:	$V_{Sd} =$	792.7 kN
momento flettente:	$M_{Sd} =$	3315.3 kN.m

(si trascurano le sollecitazioni trasversali)

Dati sezione:

base di calcolo:	$b =$	2.60 m
altezza:	$h =$	1.55 m
armature tese:	11 \emptyset 20	$y = 0.03$ m
armature compresse:	11 \emptyset 20	$y = 1.52$ m
staffe (legature):	4 \emptyset 12 /	50 cm

Risultati verifiche:

momento resistente:	$M_{Rd} =$	4468.7 kN.m	(verificato: $M_{Rd} > M_{Sd}$)
taglio resistente:	$V_{Rd} =$	1525.0 kN	(verificato: $V_{Rd} > V_{Sd}$)

11.3.2. Verifica allo SLE - Fessurazione

Dati sezione:

base di calcolo:	$b =$	2.60 m
altezza:	$h =$	1.55 m
armature tese:	11 \emptyset 20	$y = 0.03$ m
armature compresse:	11 \emptyset 20	$y = 1.52$ m

Sollecitazioni: combinazione:		Rara	Frequente	Quasi Perm.
sfuerzo normale:	$N_{Sd} =$	-2770.7	-2675.9	-2391.4 kN
momento flettente:	$M_{Sd} =$	2485.4	2380.1	2064.2 kN.m

Risultati verifiche: combinazione:	Rara	Frequente	Quasi Perm.
compressione cls.: $\sigma_c =$	-2.932	-4.711	-4.047 N/mm ²
trazione armature: $\sigma_c =$	159.84	150.92	124.31 N/mm ²
apertura fessure: $w_k =$	N.D.	0	0 mm

Nota: $w_k = 0$ se la sezione è verificata allo stato limite di formazione delle fessure.

12. VERIFICA DELLA PILA

12.1. Verifica di portanza della fondazione

La progettazione viene effettuata seguendo l' "Approccio 1":

- Combinazione 1: (A1 + M1 + R1)
- Combinazione 2: (A2 + M2 + R2)

Le verifiche di portanza della fondazione vengono svolte secondo Coulomb.

I coefficienti parziali per le verifiche allo stato limite ultimo sono riportati nelle seguenti tabelle, tratte da NTC 2008.

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_f	1,0	1,0

Per le rocce, al valore caratteristico della resistenza a compressione uniassiale q_u deve essere applicato un coefficiente parziale $\gamma_{qu}=1,6$.

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

a) Verifica di portanza; il coefficiente di sicurezza minimo risulta:

- combinazione sismica (A2+M2+R2): $Q_R / Q_S = 395.4 / 346.9 = 1.14$ (> 1)

b) Verifica allo scorrimento: il coefficiente di sicurezza minimo risulta:

- combinazione sismica (A2+M2+R2): $H_R / H_S = 2261.3 / 344.6 = 6.56$ (> 1)

Segue tabulato.

VERIFICA DI PORTANZA DELLA FONDAZIONE

LATO LONGITUDINALE FONDAZIONE		4.00 m	
LATO TRASVERSALE FONDAZIONE		5.00 m	
COEFFICIENTI PARZIALI PARAMETRI GEOTECNICI			
ANGOLO DI ATTRITO	A1+M1	1.00	A2+M2 1.25
COESIONE DRENATA		1.00	1.25
COMPRESSIONE UNIASSIALE ROCCE		1.60	1.60
COEFFICIENTI PARZIALI RESISTENZE			
CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE	R1	1.00	R2 1.80
SCORRIMENTO FONDAZIONE		1.00	1.10
PARAMETRI DEL TERRENO			
PESO SPECIFICO EFFICACE DEL TERRENO	A1+M1	10.00	A2+M2 10.00
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRENO		35.00	29.26
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRENO (radianti)		0.6109	0.5106
COESIONE DRENATA		0.00	0.00
APPROFONDIMENTO DEL PIANO DI FONDAZIONE		2.00	2.00
ROCK QUALITY DESIGNATION INDEX (RQD; =0 se terreno sciolto)		0.00	0.00
LATO (MINORE) DELLA FONDAZIONE		4.00	4.00
COEFFICIENTI DI PORTANZA (TERZAGHI)	Nc=	57.75	34.96
	Nq=	41.44	20.58
	Ng=	42.67	18.75
FATTORI DI FORMA (TERZAGHI)	Sc=	1.30	1.30
	Sg=	0.80	0.80
PRESSIONE LIMITE	Qlim=	1511.56	711.75
COEFFICIENTE DI ATTRITO		0.70	0.56
ADESIONE DEL TERRENO		0.00	0.00
COMBINAZIONE DI CARICO S.L.U.			
TIPO COMBINAZIONE DI CARICO	STR INV SLU(all) A1+M1+R1	GEO INV SLU(all) A2+M2+R2	INV SLV(all) A2+M2+R2
SFORZO VERTICALE V=	6431.08	4885.87	4440.59
SFORZO LONGITUDINALE HL=	0.01	0.02	298.90
SFORZO TRASVERSALE HT=	-220.11	-190.77	-171.43
MOMENTO LONGITUDINALE ML=	602.27	464.90	2673.38
MOMENTO TRASVERSALE MT=	2171.47	1859.56	1870.31
VERIFICA DI PORTANZA			
LATO LONGITUDINALE EFFETTIVO REAGENTE	3.81	3.81	2.80
LATO TRASVERSALE EFFETTIVO REAGENTE	4.66	4.62	4.58
CARICO UNITARIO RISULTANTE QS=	361.78	277.63	346.87
CARICO UNITARIO RESISTENTE QR=	1511.56	395.42	395.42
COEFFICIENTE DI SICUREZZA QR/QS > 1	4.18	1.42	1.14
VERIFICA ALLO SCORRIMENTO			
SFORZO ORIZZONTALE RISULTANTE HS=	220.11	190.77	344.57
SFORZO ORIZZONTALE RESISTENTE HR=	4503.09	2488.09	2261.34
COEFFICIENTE DI SICUREZZA HR/HS >1	20.46	13.04	6.56
COMBINAZIONE DI CARICO S.L.E.			
SFORZO VERTICALE V=	INV RARE(all) 4720.65	FREQUENTE 4403.16	QUASI PERM. 4364.29
SFORZO LONGITUDINALE HL=	0.02	0.03	0.03
SFORZO TRASVERSALE HT=	-146.74	0.00	0.00
MOMENTO LONGITUDINALE ML=	439.67	391.19	385.26
MOMENTO TRASVERSALE MT=	1460.82	131.69	131.69
LATO LONGITUDINALE EFFETTIVO REAGENTE	3.81	3.82	3.82
LATO TRASVERSALE EFFETTIVO REAGENTE	4.69	4.97	4.97
CARICO UNITARIO RISULTANTE QS=	263.89	231.78	229.68

12.2. Verifica del plinto di fondazione

12.2.1. Sbalzo longitudinale – Verifica allo SLU

La pressione massima del terreno risulta: $\sigma_t = 362 \text{ kN/m}^2$

Le sollecitazioni massime all'incastro nel fusto pila risultano per una larghezza unitaria:

sforzo di taglio: $V_{Sd} = 362 \times 1.00 = 362 \text{ kN/m}$

momento flettente: $M_{Sd} = 362 \times 1.00 / 2 = 181 \text{ kN.m/m}$

sforzo di taglio ridotto per sezione ad altezza variabile: $V'_{Sd} = 362 - 47.5 = 314.5 \text{ kN/m}$

Dati sezione:

base di calcolo: $b = 1.00 \text{ m}$

altezza: $h = 1.20 \text{ m}$

armature tese: $4 \text{ } \varnothing 16 / \text{m}$ $y = 0.03 \text{ m}$

armature compresse: $4 \text{ } \varnothing 12 / \text{m}$ $y = 1.17 \text{ m}$

staffe (legature): $4 \text{ } \varnothing 12 / \text{m}^2$

Risultati verifiche:

momento resistente: $M_{Rd} = 343.9 \text{ kN.m/m}$ (verificato: $M_{Rd} > M_{Sd}$)

taglio resistente: $V_{Rd} = 483.8 \text{ kN/m}$ (verificato: $V_{Rd} > V'_{Sd}$)

12.2.2. Sbalzo longitudinale - Verifica allo SLE - Fessurazione

Dati sezione:

base di calcolo: $b = 1.00 \text{ m}$

altezza: $h = 1.20 \text{ m}$

armature tese: $4 \text{ } \varnothing 16 / \text{m}$ $y = 0.03 \text{ m}$

armature compresse: $4 \text{ } \varnothing 12 / \text{m}$ $y = 1.17 \text{ m}$

Sollecitazioni: combinazione:	Rara	Frequente	Quasi Perm.
pressione terreno: $\sigma_t =$	263.9	231.8	229.7 kN/m^2
momento flettente: $M_{Sd} =$	132.0	115.9	114.9 kN.m/m
Risultati verifiche; combinazione:	Rara	Frequente	Quasi Perm.
compressione cls.: $\sigma_c =$	-1.451	-1.274	-1.263 N/mm^2
trazione armature: $\sigma_c =$	146.43	128.57	127.46 N/mm^2
apertura fessure: $w_k =$	N.D.	0	0 mm

Nota: $w_k = 0$ se la sezione è verificata allo stato limite di formazione delle fessure.

12.2.3. Sbalzo trasversale – Verifica allo SLU

La pressione massima del terreno risulta: $\sigma_t = 362 \text{ kN/m}^2$

Le sollecitazioni massime all'incastro nel fusto spalla risultano per l'intero plinto:

sforzo di taglio: $V_{Sd} = 4.00 \times 362 \times 1.20 = 1737.6 \text{ kN}$

momento flettente: $M_{Sd} = 1737.6 \times 1.20 / 2 = 1042.6 \text{ kN.m}$

Dati sezione:

base di calcolo:	b = 4.00 / 2.00 m
altezza:	h = 1.00 / 1.20 m
armature tese:	16 \emptyset 16 y = 0.03 m
armature compresse:	8 \emptyset 12 y = 1.17 m
staffe (legature):	4 \emptyset 12 /m ²

Risultati verifiche:

momento resistente:	$M_{Rd} = 1362.9$ kN.m	(verificato: $M_{Rd} > M_{Sd}$)
taglio resistente:	$V_{Rd} = 1916.1$ kN	(verificato: $V_{Rd} > V_{Sd}$)

12.2.4. Sbalzo trasversale - Verifica allo SLE - Fessurazione

Dati sezione:

base di calcolo:	b = 4.00 / 2.00 m
altezza:	h = 1.00 / 1.20 m
armature tese:	16 \emptyset 16 y = 0.03 m
armature compresse:	8 \emptyset 12 y = 1.17 m

Sollecitazioni: combinazione:	Rara	Frequente	Quasi Perm.
pressione terreno:	$\sigma_t = 263.9$	231.8	229.7 kN/m ²
momento flettente:	$M_{Sd} = 760.0$	667.6	661.5 kN.m
Risultati verifiche; combinazione:	Rara	Frequente	Quasi Perm.
compressione cls.:	$\sigma_c = -2.814$	-2.472	-2.449 N/mm ²
trazione armature:	$\sigma_c = 214.37$	188.31	186.59 N/mm ²
apertura fessure:	$w_k =$ N.D.	0	0 mm

Nota: $w_k = 0$ se la sezione è verificata allo stato limite di formazione delle fessure.

12.3. Verifica fusto pila

12.3.1. Verifica allo SLU

La verifica viene svolta automaticamente dal programma di calcolo secondo EC 2; segue tabulato grafico.

Dati sezione:

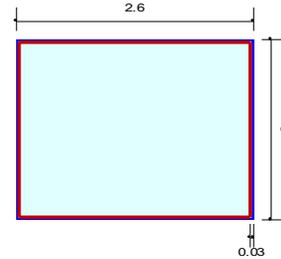
base di calcolo:	b = 2.60 m
altezza:	h = 2.00 m
armature:	2 x (12+12) \emptyset 20 y = 0.03 m
staffe (legature):	5 \emptyset 12 / 50 cm

MIDAS/Civil RC Column Design Result

Company	Studio Corona s.r.l. - Civil E	Project Title	
Author	Renato Vaia	File Name	D:\...\Porte Canale v2.mcb

1. Design Condition

Design Code Eurocode2-2:05
 Unit System kN, m
 Member Number 21 (PM), 35 (Shear)
 Material Data $f_{ck} = 25000$, $f_{yk} = 430000$, $f_{yw} = 430000$ KPa
 Column Height 1.3 m
 Section Property FUSTO PILA (No : 15)
 Rebar Pattern Total Rebar Area $A_{st} = 0.0156 \text{ m}^2$ ($R_{host} = 0.0030$)



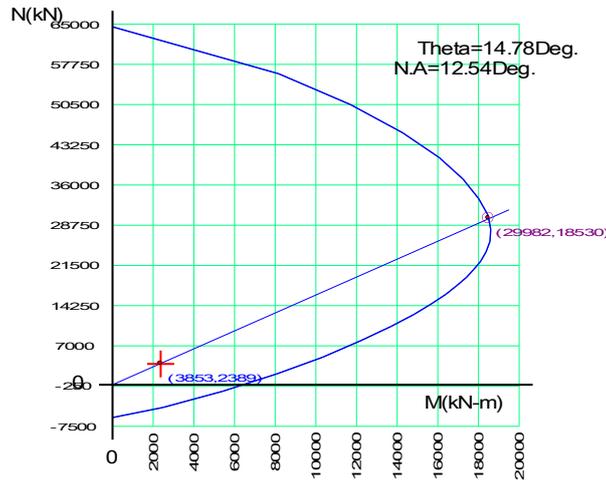
2. Applied Loads

Load Combination 12- AT (I) Point
 $N_{Ed} = 3852.95 \text{ kN}$, $M_{Edy} = -2315.1$, $M_{Edz} = -591.61$, $M_{Ed} = 2389.46 \text{ kN-m}$

3. Axial Forces and Moments Resistance Check

Concentric Max. Axial Load $N_{Rdmax} = 64589.6 \text{ kN}$
 Axial Load Ratio $N_{Ed}/N_{Rd} = 3852.95 / 29982.1 = 0.129 < 1.000$ O.K
 Moment Ratio $M_{Edy}/M_{Rdy} = -2315.1 / 17917.2 = 0.129 < 1.000$ O.K
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = -591.61 / 4726.24 = 0.125 < 1.000$ O.K
 $M_{Ed}/M_{Rd} = 2389.46 / 18530.1 = 0.129 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



N_{Rd} (kN)	M_{Rd} (kN-m)
64589.58	0.00
50515.17	11705.24
41032.73	16075.45
33646.59	18021.80
28060.85	18623.33
23990.16	18393.91
20817.45	17791.42
17896.95	16952.06
14660.69	15721.06
10546.64	13721.93
5015.99	10353.49
-1161.23	5427.40
-5833.04	0.00

5. Shear Force Resistance Check

Applied Shear Resistance $V_{Edy} = 51.1821$, $V_{Edz} = 297.635 \text{ kN}$ (Load Combination 12-)
 Shear Resistance (Y-Direction) $V_{Rty} = 1804.61$, $V_{Rty} = 1664.74 \text{ kN}$ (2.0-P12 @90)
 Shear Resistance (Z-Direction) $V_{Rtz} = 1749.97$, $V_{Rtz} = 1628.82 \text{ kN}$ (No BarNum)
 Shear Ratio $V_{Ed}/V_{Rd} = 297.635 / 3378.79 = 0.088 < 1.000$ O.K

12.3.2. Verifica allo SLE – Fessurazione

Nelle combinazioni di carico di esercizio la sezione è sempre interamente reagente; si omettono le verifiche.

13. ALLEGATI