

**A90 Svincolo Tiburtina:  
Intervento di potenziamento dallo svincolo  
"Centrale del Latte" allo svincolo A24  
2ª fase funzionale**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**COD. RM105**

PROGETTAZIONE: R.T.I.: PROGIN S.p.A. (capogruppo mandataria)  
CREW Cremonesi Workshop S.r.l - TECNOSISTEM S.p.A  
ART Risorse Ambiente Territorio S.r.l - ECOPLAME S.r.l.

RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Antonio GRIMALDI (Progin S.p.A.)

CAPOGRUPPO MANDATARIA:



Direttore Tecnico:

Dott. Ing. Lorenzo INFANTE

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giovanni CARRA (ART Ambiente Risorse e Territorio S.r.l.)

MANDANTE:



Direttore Tecnico:

Dott. Arch. Claudio TURRINI



Direttore Tecnico:

Dott. Ing. Andrea AVETA

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Michele CURIALE (Progin S.p.A.)

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Dott. Ing. Achille DEVTTOFRANCESCHI



Direttore Tecnico:

Dott. Ing. Ivo FRESIA



Direttore Tecnico:

Dott. Arch. Pasquale PISANO

PROTOCOLLO

DATA

\_\_\_\_\_ 201\_

**PROGETTO INFRASTRUTTURA – PONTE SU VIA TIBURTINA**

Relazione tecnica e di calcolo

CODICE PROGETTO

D	P	R	M	1	0	5	D	2	0
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

NOME FILE

T00\_VI02\_STR\_RE01\_A

REVISIONE

SCALA:

CODICE

T	0	0	V	I	0	2	S	T	R	R	E	0	1
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

A
---

ELAB.

-

A

Prima emissione in bozza

A. Maione

P. Valente

L. Infante

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

## Sommario

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b> .....	<b>6</b>
<b>2</b>	<b>DESCRIZIONE DELL'OPERA</b> .....	<b>7</b>
<b>3</b>	<b>NORMATIVE DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>11</b>
<b>4</b>	<b>MATERIALI UTILIZZATI</b> .....	<b>12</b>
4.1	CALCESTRUZZO SOLETTA RCK > 45 MPA (C35/45) .....	12
4.2	CALCESTRUZZO ELEVAZIONI, SPALLE E PILE RCK > 40 MPA (C32/40) .....	12
4.3	CALCESTRUZZO PLINTI DI FONDAZIONE RCK > 35 MPA (C28/35).....	13
4.4	CALCESTRUZZO PALI RCK > 30 MPA (C25/30).....	13
4.5	ACCIAIO IN BARRE AD ADERENZA MIGLIORATA B450 C .....	14
4.6	ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA .....	14
4.6.1	Travi metalliche S355 (EX.FE510).....	14
4.6.2	Armature per micropali S355 (EX.FE510) .....	14
4.6.3	Bullonature .....	14
4.6.4	Piolature.....	15
4.6.5	Saldature .....	15
<b>5</b>	<b>CLASSI DI ESPOSIZIONE E COPRIFERRI</b> .....	<b>16</b>
<b>6</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE SISMICA</b> .....	<b>17</b>
6.1	SPE'TTRI DI RISPOSTA ELASTICI.....	19
6.2	IMPIEGO DI ISOLATORI SISMICI.....	20
6.3	SPE'TTRI DI PROGETTO.....	20
<b>7</b>	<b>CONDIZIONI GEOTECNICHE</b> .....	<b>22</b>
7.1	PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DI PROGETTO .....	22
7.2	PORTANZA PALI – PONTE SU VIA TIBURTINA – D=1200 MM.....	24
<b>8</b>	<b>CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO</b> .....	<b>28</b>
8.1	PESI PROPRI STRUTTURALI (G1) .....	28

8.2	CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2) .....	28
8.3	DISTORSIONI E PRESOLLECITAZIONI DI PROGETTO ( $\epsilon_1$ ).....	28
8.4	RITIRO SOLETTA ( $\epsilon_2$ ) .....	28
8.5	VISCOSITÀ ( $\epsilon_2$ ).....	30
8.6	VARIAZIONI TERMICHE ( $\epsilon_3$ ) .....	31
8.7	CARICHI MOBILI (Q1).....	31
8.8	AZIONE DI FRENAMENTO (Q3) .....	32
8.9	AZIONE CENTRIFUGA (Q4) .....	33
8.10	VENTO (Q5) .....	33
8.11	LE RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI (Q7) .....	34
8.12	COMBINAZIONI DI CARICO.....	34
<b>9</b>	<b>VERIFICHE DELL'IMPALCATO.....</b>	<b>36</b>
9.1	METODO DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA .....	36
9.2	CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI TRASVERSALI .....	36
9.3	METODO DI ANALISI .....	38
9.4	LARGHEZZE EFFICACI DI SOLETTA .....	38
9.5	EFFETTI DELLA VISCOSITÀ E DEL RITIRO .....	39
9.6	MODELLAZIONE DELLA FESSURAZIONE DEL CALCESTRUZZO.....	39
9.7	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....	40
9.7.1	Resistenza delle sezioni trasversali.....	40
9.7.1.1	Resistenza a flessione.....	40
9.7.1.2	Resistenza a taglio.....	41
9.7.2	Resistenza all'instabilità' flesso-torsionale .....	42
9.7.2.1	Travi semplicemente inflesse .....	42
9.7.3	Resistenza all'instabilità' a taglio nel piano delle anime.....	45
9.7.4	Resistenza a taglio longitudinale.....	46
9.7.4.1	Valutazione delle sollecitazioni di taglio agenti sul sistema di connessione.....	46
9.7.4.2	Resistenza dei connettori .....	46
9.7.5	Resistenza a fatica .....	47

9.8	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO .....	47
9.8.1	Tensioni di esercizio .....	47
9.8.2	Deformabilità.....	47
9.8.3	Fessurazione.....	47
9.9	MODELLI DI CALCOLO .....	48
9.9.1	Impalcato: modello globale .....	48
9.10	VERIFICHE IMPALCATO .....	51
9.10.1	Verifiche delle travi longitudinali .....	51
9.10.1.1	Analisi delle sezioni .....	51
9.10.1.2	Analisi delle sollecitazioni .....	52
9.10.1.3	Verifiche di resistenza.....	63
9.10.1.4	Verifica di instabilità dei pannelli d'anima .....	64
9.10.1.5	Verifiche di instabilità flesso-torsionale .....	64
9.10.1.6	Verifiche in esercizio.....	65
9.10.1.7	Verifiche a fessurazione.....	65
9.10.1.8	Verifiche tensionali.....	66
9.10.1.9	Verifiche di deformabilità .....	69
9.10.2	Verifica delle travi trasversali .....	70
9.10.3	Verifiche della soletta .....	72
9.10.3.1	Verifica a taglio.....	74
<b>10</b>	<b>MODELLI DI CALCOLO E METODI DI ANALISI SPALLE.....</b>	<b>76</b>
10.1	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI IN TESTA PALI.....	77
<b>11</b>	<b>CRITERI DI VERIFICA .....</b>	<b>79</b>
11.1	VERIFICA AGLI SLU: PRESSOFLESSIONE E TAGLIO .....	79
11.1.1	Verifica a pressoflessione .....	79
11.1.2	Verifica a taglio.....	79
11.2	VERIFICA AGLI SLE: LIMITAZIONE DELLE TENSIONI E FESSURAZIONE .....	81
11.2.1	Verifica delle tensioni di esercizio.....	81
11.2.2	Verifica di fessurazione .....	81
<b>12</b>	<b>VERIFICA DELLE SOTTOSTRUTTURE .....</b>	<b>82</b>

---

12.1	VERIFICHE DELLA PILA .....	82
12.1.1	Verifiche fusto .....	82
12.1.2	Verifiche micropali .....	84
12.1.2.1	Verifiche strutturali.....	89
12.1.2.2	Verifiche geotecniche.....	90
12.1.3	Verifiche plinto pila .....	91
12.2	VERIFICHE DELLA SPALLA S2.....	93
12.2.1	Verifiche del muro frontale.....	93
12.2.2	Plinto di fondazione .....	96
12.2.3	Pali di fondazione .....	100
12.2.3.1	Verifiche di capacità portante.....	101
12.3	VERIFICHE DELLA SPALLA S1 (MOBILE).....	102
<b>13</b>	<b>APPOGGI E GIUNTI.....</b>	<b>102</b>

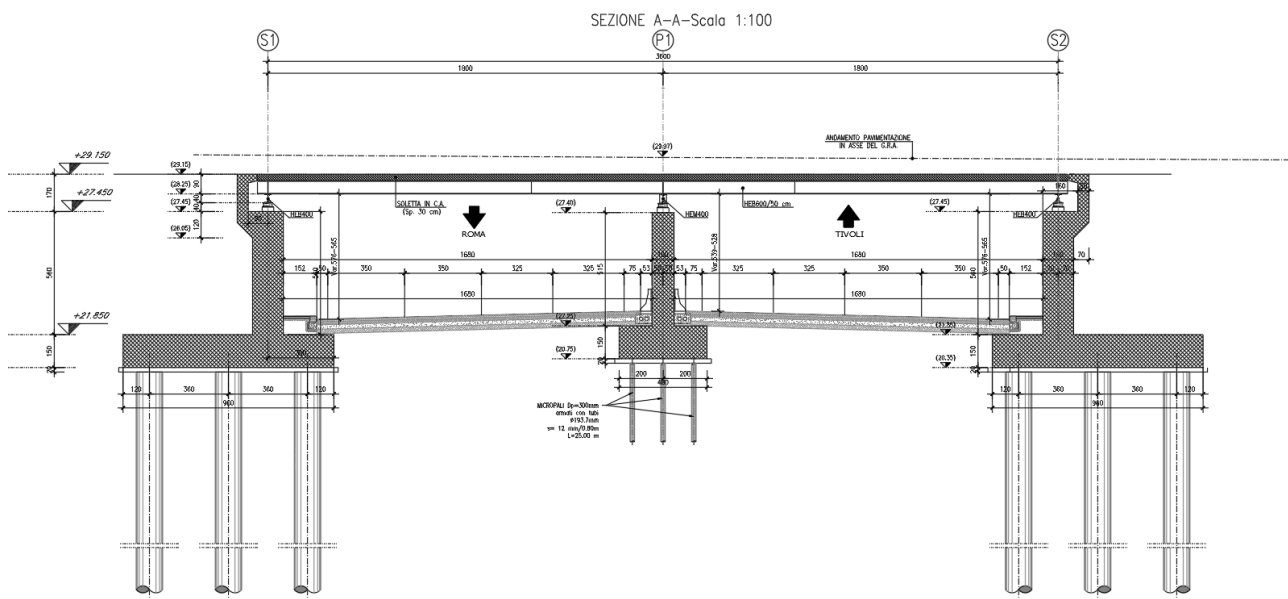
## 1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto le verifiche strutturali del cavalcavia previsto nell'ambito del progetto definitivo per appalto integrato relativo al Potenziamento dello svincolo Tiburtina sull'Autostrada Grande Raccordo Anulare – 2° stralcio funzionale.

L'opera, che si sviluppa in rettilineo e sovrappassa la Via Tiburtina con un angolo di incidenza di circa 19°, è costituita da un impalcato continuo, a due campate di luce pari a 18.0 m, valutata fra gli assi degli appoggi (19.10 m valutata lungo la direzione delle travi). L'impalcato ha una struttura principale metallica ed una soletta in c.a. di spessore pari a 30 cm. Le travi principali sono realizzate mediante la predisposizione di travi HEB600 poste ad interasse di 50 cm. La pila centrale ha un fusto con sezione trasversale allungata; la spalla S1 e la spalla S2 sono entrambe realizzate mediante un muro frontale di spessore pari a 140 cm, fondate su un plinto di spessore pari a 150 cm su una paratia di pali  $\Phi 1200$ .

Le analisi e le verifiche delle strutture oggetto della presente relazione, sono state effettuate seguendo le prescrizioni del D.M. 17 gennaio 2018 aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" e della Circolare esplicativa del 21 gennaio 2019 n. 7 Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni".

Si riporta nella figura seguente la sezione longitudinale dell'opera



*Figura 1 – Sezione longitudinale*

## 2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

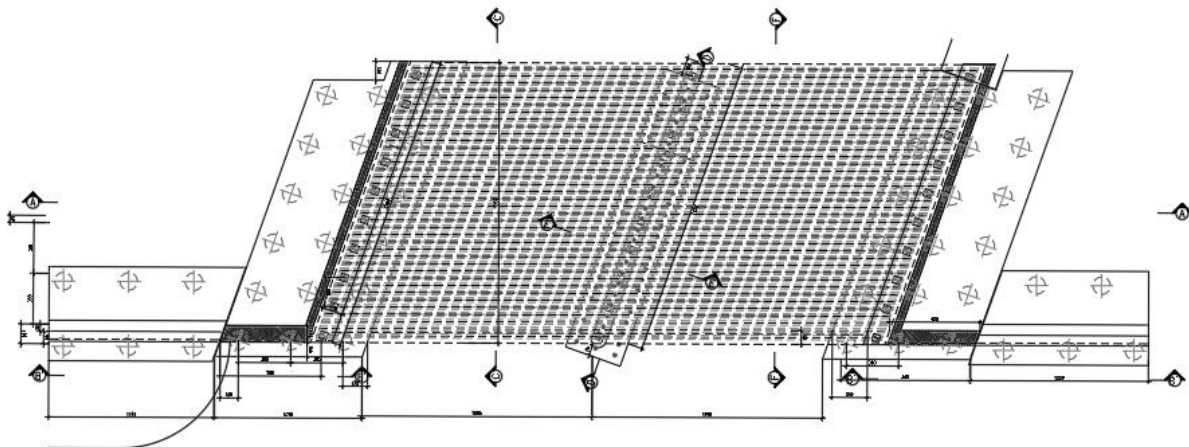
L'impalcato è realizzato con struttura mista acciaio-clacestruzzo e presenta una schema statico di trave continua su 3 appoggi, con campate di luce pari a 19.10 m, valutata nella direzione delle travi.

L'orditura dell'impalcato è definita da travi longitudinali HEB600 poste ad interasse di 50 cm e connesse all'intradosso, a travi trasversali realizzate con profili HEB400 in corrispondenza delle spalle e con un profilo HEM400 sulla pila. Gli apparecchi di appoggio, costituiti da isolatori elastomerici posizionati sia sulla pila, che sulle spalle, sono collegati alle travi trasversali.

La soletta, di spessore pari a 30 cm, è gettata sulle travi longitudinali. Ai bordi dell'impalcato sono presenti apposite barriere di protezione. Il pacchetto di pavimentazione presenta una sagomatura "a schiena d'asino", con spessori variabili dai circa 95 cm della parte centrale, ai circa 25 cm delle zone di estremità.

Le travi longitudinali sono fissate al di sopra delle travi trasversali, mediante unioni bullonate.

L'impalcato, nel suo complesso, si comporta come un insieme di travi con schema statico longitudinale di trave continua su 2 campate. Si evidenzia che, successivamente al getto della soletta e, prima del completamento dell'impalcato, si applicherà alla struttura, in corrispondenza dell'appoggio centrale, una distorsione di 12 cm, allo scopo di precomprimere la soletta, ed apportando, in tal modo, un miglioramento alle prestazioni dell'opera nel tempo, in termini di durabilità.



**Figura 1: Pianta impalcato STRALCIO 2**

La pila presenta un fusto di altezza pari a 5.15 m, con sezione trasversale allungata, di spessore pari ad 1.0 m, ed è fondata su un plinto di spessore pari ad 1.50 m, che presenta, al di sotto, dei micropali  $\Phi 300$ . Gli apparecchi di appoggio sono collocati in asse con la pila.

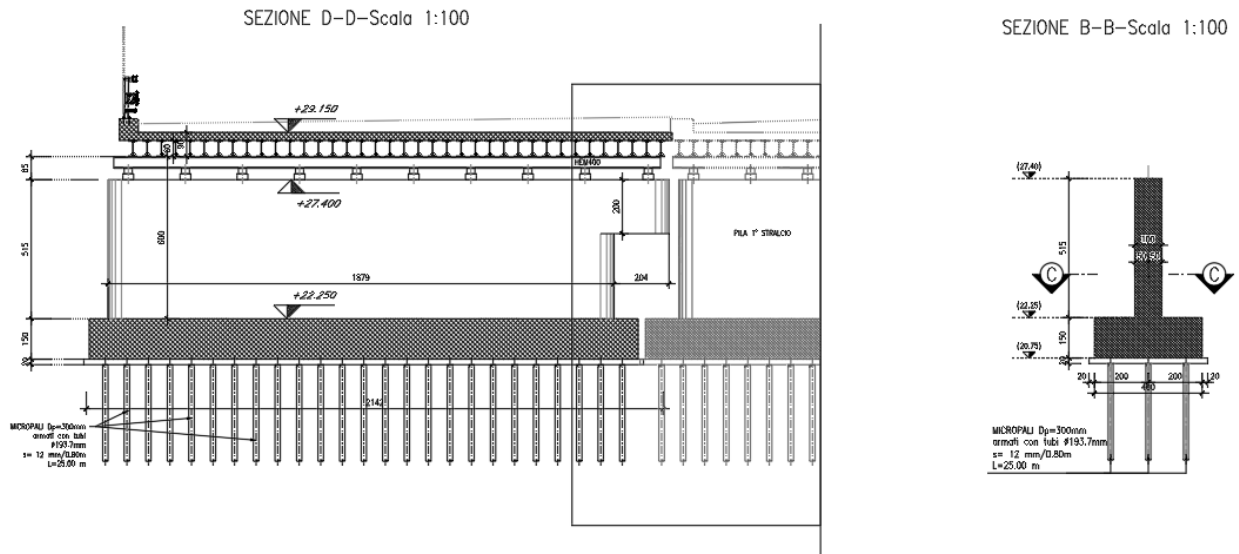


Figura 2 – Pila

La spalla S1, presenta un muro frontale di altezza pari a 5.60 m e spessore pari a 140 cm ed un muro paraghiaia di altezza pari a 140 cm e spessore pari a 50 cm; anche questa è fondata su un plinto di spessore pari a 150 cm, che presenta al di sotto, una paratia di pali  $\Phi 1200$ .

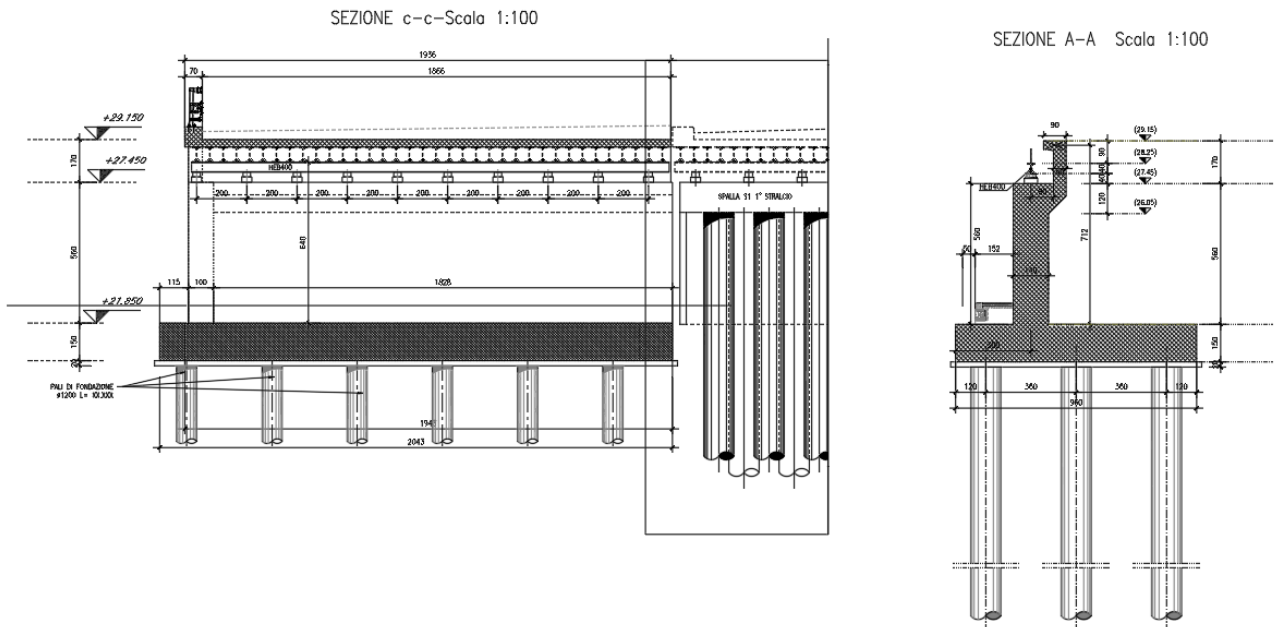


Figura 3 – Spalla S1

La spalla S2, in analogia con quanto precedentemente esposto, presenta un muro frontale di altezza pari a 5.60 m e spessore pari a 140 cm ed un muro paraghiaia di altezza pari a 140 cm e spessore pari a 50 cm; anche questa è fondata su un plinto di spessore pari a 150 cm, che presenta al di sotto, una paratia di pali  $\Phi 1200$ .



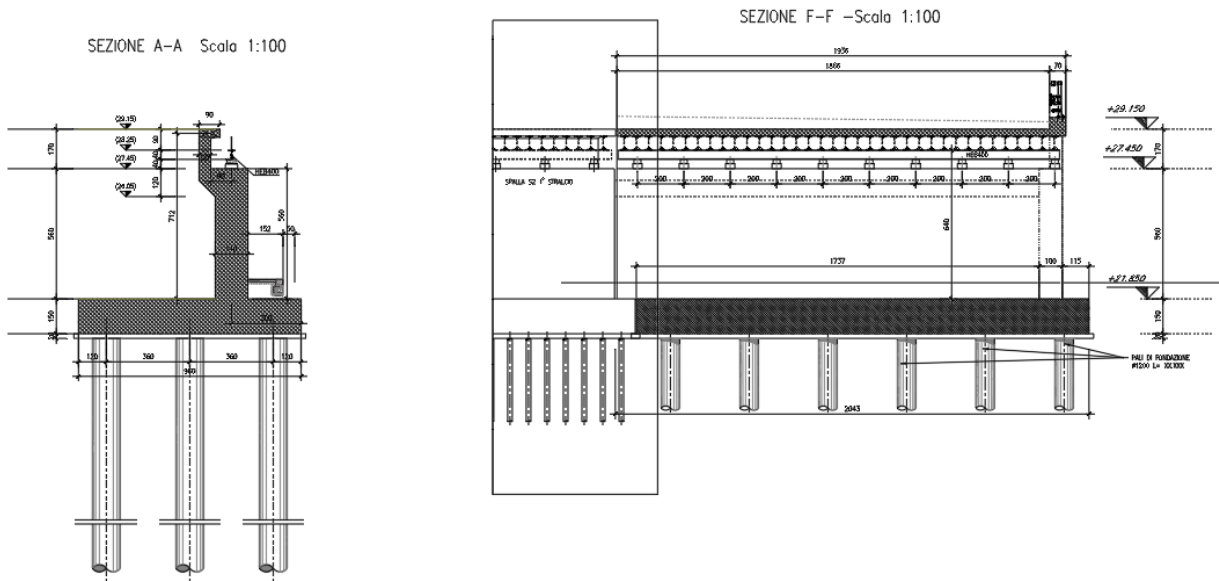


Figura 4 – Spalla S2

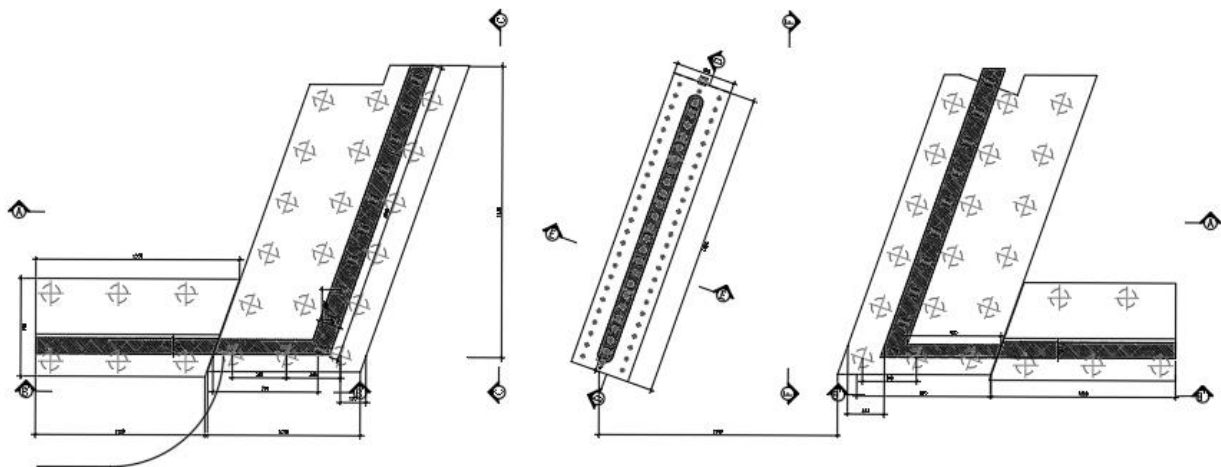


Figura 5 - Pianta fondazioni

**La realizzazione dell'impalcato prevede:**

- 1) la posa in opera delle travi trasversali al di sopra degli apparecchi di appoggio;
- 2) il varo delle travi longitudinali;
- 3) il getto della soletta;
- 4) l'applicazione di una distorsione di entità pari a 12 cm in corrispondenza dell'appoggio centrale;
- 5) il completamento delle opere.

Per maggiori approfondimenti sulle geometrie delle diverse parti dell'opera si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

**Le unità di misura usate nella relazione:**

lunghezze      [m];

forze            [kN];

momenti        [kNm];

tensioni        [Mpa]

### **3 NORMATIVE DI RIFERIMENTO**

Nella redazione del progetto esecutivo si è fatto riferimento ai seguenti documenti normativi.

- D.M. 17/01/2018. Norme tecniche per le costruzioni (NTC).
- Circolare del 11/02/2019. Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 17/01/2018.
- UNI EN1993 -1-1. EUROCODICE 3, parte 1.3. Progettazione delle strutture in acciaio. Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN1993 -1-5. EUROCODICE 3, Parte 1.5. Progettazione delle strutture in acciaio. Elementi strutturali a lastra.
- UNI EN1993 -1-8. EUROCODICE 3, Parte 1.8. Progettazione delle strutture in acciaio. Progettazione dei collegamenti.
- UNI EN1993-1-9. EUROCODICE 3. Parte 1.9. Progettazione delle strutture in acciaio. Fatica.
- UNI EN1993 -1-2. EUROCODICE 3. Parte 2. Progettazione delle strutture in acciaio. Ponti di acciaio.
- UNI EN1994 -1-1. EUROCODICE 4. Parte 1.1. Progettazione delle strutture composte acciaio– cls. Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN1994 -2. EUROCODICE 4. Parte 2. Progettazione delle strutture composte acciaio– cls. Regole generali e regole per i ponti.
- CNR-UNI 10011/97. Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.
- CNR 10030/87. Anime irrigidite di travi a parete piena.

## 4 MATERIALI UTILIZZATI

### 4.1 CALCESTRUZZO SOLETTA RCK > 45 MPa (C35/45)

$R_{ck} = 45 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cubica a 28 giorni
$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 43 \text{ MPa}$	resistenza cilindrica valore medio
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.21 \text{ MPa}$	resistenza media a trazione semplice (assiale)
$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.25 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica a trazione
$E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 34077 \text{ MPa}$	modulo elastico
$\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$	peso per unità di volume

Resistenze di progetto allo SLU

$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 19.8 \text{ MPa}; \gamma_c = 1.50$	resistenza di progetto a compressione
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.50 \text{ MPa}$	resistenza di progetto a trazione

Resistenze di progetto allo SLE

$\sigma_{c,r} = 0.60 \cdot f_{ck} = 21.00 \text{ MPa}$	tensione limite in combinazione caratteristica (rara)
$\sigma_{c,qp} = 0.45 \cdot f_{ck} = 15.8 \text{ MPa}$	tensione limite in combinazione quasi permanente
$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.68 \text{ MPa}$	tensione limite di fessurazione (trazione)

### 4.2 CALCESTRUZZO ELEVAZIONI, SPALLE E PILE RCK > 40 MPa (C32/40)

$R_{ck} > 40.00 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cubica a 28 giorni
$f_{ck} > 33.2 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni
$E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 33642 \text{ MPa}$	modulo elastico

Peso specifico =  $25.00 \text{ kN/m}^3$

classe di esposizione XF4

rapporto A/C  $\leq 0.50$

Stato limite ultimo SLU:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 \cdot 0.83 \frac{R_{ck}}{\gamma_c} = 18.81 \text{ MPa}$$

Stato limite di esercizio SLE:

$$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} = 19.92 \text{ MPa} \text{ (compressione), combinazione di carico rara}$$

$$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} = 14.94 \text{ MPa} \quad (\text{compressione}), \text{ combinazione quasi permanente}$$

#### 4.3 CALCESTRUZZO PLINTI DI FONDAZIONE RCK > 35 MPA (C28/35)

$R_{ck}$  > 35.00 Mpa resistenza caratteristica cubica a 28 giorni

$f_{ck}$  > 29.05 MPa resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni

$E_{cm}$  = 22000  $[f_{cm}/10]^{0.3}$  = 32588 MPa modulo elastico

Peso specifico = 25.00 kN/m<sup>3</sup>

classe di esposizione XC2

rapporto A/C ≤ 0.60

Stato limite ultimo SLU:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 \cdot 0.83 \frac{R_{ck}}{\gamma_c} = 16.46 \text{ MPa}$$

Stato limite di esercizio SLE:

$$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} = 17.43 \text{ MPa} \quad (\text{compressione}), \text{ combinazione di carico rara}$$

$$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} = 13.07 \text{ MPa} \quad (\text{compressione}), \text{ combinazione quasi permanente}$$

#### 4.4 CALCESTRUZZO PALI RCK > 30 MPA (C25/30)

$R_{ck}$  > 30.00 MPa resistenza caratteristica cubica a 28 giorni

$f_{ck}$  > 24.90 MPa resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni

$E_{cm}$  = 22000  $[f_{cm}/10]^{0.3}$  = 31447 MPa modulo elastico

Peso specifico = 25.00 kN/m<sup>3</sup>

classe di esposizione XC2

rapporto A/C ≤ 0.60

Stato limite ultimo SLU:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 \cdot 0.83 \frac{R_{ck}}{\gamma_c} = 14.11 \text{ MPa}$$

Stato limite di esercizio SLE:

$$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} = 14.94 \text{ MPa} \quad (\text{compressione}), \text{ combinazione di carico rara}$$

$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} = 11.21 \text{ MPa}$  (compressione), combinazione quasi permanente.

## 4.5 ACCIAIO IN BARRE AD ADERENZA MIGLIORATA B450 C

B450 C (controllato in stabilimento)

$F_{Yk} = 450 \text{ MPa}$  tensione caratteristica di snervamento

$F_{Yd} = f_{Yk} / 1.15 = 391 \text{ MPa}$  tensione caratteristica di calcolo

$E_s = 210000 \text{ MPa}$  modulo elastico

Stato limite di esercizio SLE:

$\sigma_s = 0.8 f_{Yk} = 360 \text{ MPa}$

## 4.6 ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA

### 4.6.1 Travi metalliche S355 (EX.FE510)

Acciaio autopatinante tipo CORTEN con caratteristiche meccaniche rispondenti alla EN 10025 come indicato dal D. Min. Infrastrutture e Trasporti 14-01-2008.

$f_{tk} = 510 \text{ MPa}$  tensione caratteristica di rottura

$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$  tensione caratteristica di snervamento

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 338 \text{ MPa}$ ;  $\gamma_{M0} = 1.05$  (per le verifiche di resistenza);

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M1} = 322 \text{ MPa}$ ;  $\gamma_{M1} = 1.10$  (per le verifiche di stabilità delle membrature);

### 4.6.2 Armature per micropali S355 (EX.FE510)

Acciaio con caratteristiche meccaniche rispondenti alla EN 10025 come indicato dal D. Min. Infrastrutture e Trasporti 14-01-2008.

$f_{tk} = 510 \text{ MPa}$  tensione caratteristica di rottura

$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$  tensione caratteristica di snervamento

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 338 \text{ MPa}$ ;  $\gamma_{M0} = 1.05$  (per le verifiche di resistenza);

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M1} = 322 \text{ MPa}$ ;  $\gamma_{M1} = 1.10$  (per le verifiche di stabilità delle membrature);

### 4.6.3 Bullonature

Secondo UNI EN 20898

Giunzioni ad attrito  $i = 0.45$

Viti classe 10.9 (UNI 5712); Dadi classe 10 (UNI 5713)

Rosette in acciaio C50 UNI EN 10083-2 (HRC 32-40) (UNI 5714)

#### 4.6.4 Piolature

Secondo UNI EN ISO 13918

Pioli tipo NELSON =19 - H=0,175m

Acciaio ex ST 37-3K (5235J2G3+C450)

$f_{yk} > 350 \text{MPa}$

$f_{tk} > 450 \text{MPa}$

#### 4.6.5 Saldature

Secondo D. Min Infrastrutture e Trasporti 14-01-2008

Saldature con i procedimenti codificati secondo ISO 4063 e prescrizioni della EN 1011 e EN 29692. Controlli secondo la EN 12062

## 5 CLASSI DI ESPOSIZIONE E COPRIFERRI

In accordo con il D.M. 17/01/2018 (Tabella 4.1.III), in funzione delle condizioni ambientali si definiscono la classe di esposizione del calcestruzzo:

- Predalle: XC3+XD1
- Solette, cordoli e baggioli: XC3+XD1
- Pile e spalle: XC4+XD1
- Plinti di fondazione: XC2
- Pali di fondazione: XC2

I copriferri da adottare sono per le barre di armatura sono i seguenti:

- Predalle: 25 mm
- Solette, cordoli e baggioli: 35 mm
- Pile e spalle: 35 mm
- Plinti di fondazione: 55 mm
- Pali di fondazione: 60 mm

Considerando un'armatura poco sensibile ai fenomeni di corrosione (acciaio ordinario), i valori limite di apertura delle fessure da rispettare, in accordo con le Tabelle 4.2.III e 4.1.IV, sono riportati nella seguente tabella:

*Tabella 1: Limiti di apertura delle fessure*

Elemento strutturale	Classe di esposizione	Condizioni ambientali	Combinazioni di carico	
			Frequenti	Quasi permanenti
Predalles	XC3+XD1	Aggressive	0.3 mm	0.2 mm
Solette, cordoli, baggioli	XC3+XD1	Aggressive	0.3 mm	0.2 mm
Pile e spalle	XC4+XD1	Aggressive	0.3 mm	0.2 mm
Plinti	XC2	Ordinarie	0.4 mm	0.3 mm
Pali	XC2	Ordinare	0.4 mm	0.3 mm

In ogni caso il rapporto acqua cemento (A/C) non dovrà essere superiore a 0.50.



## 6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Il viadotto in oggetto è progettato per una vita nominale  $V_N$  pari a 100 anni. Gli si attribuisce inoltre una classe d'uso IV ai sensi del **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, da cui scaturisce un coefficiente d'uso  $C_U = 2.0$ .

L'azione sismica di progetto è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base del sito su cui l'opera insiste, descritta in termini geografici e temporali:

- attraverso i valori di accelerazione orizzontale di picco  $a_g$  (attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale) e le espressioni che definiscono le ordinate del relativo spettro di risposta elastico in accelerazione  $S_e(T)$ ;
- in corrispondenza del punto del reticolo che individua la posizione geografica dell'opera;
- con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR.

In particolare, la forma spettrale prevista dalla normativa è definita, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:

- $a_g$ , accelerazione orizzontale massima del terreno
- $F_0$ , valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- $T_C^*$ , periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I suddetti parametri sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici.

In particolare, si può notare come  $F_0$  descriva la pericolosità sismica locale del sito su cui l'opera insiste. Infatti, da quest'ultimo, attraverso le espressioni fornite dalla normativa, sono valutati i valori d'amplificazione stratigrafica e topografica. Di seguito sono riassunti i valori dei parametri assunti per l'opera in oggetto.

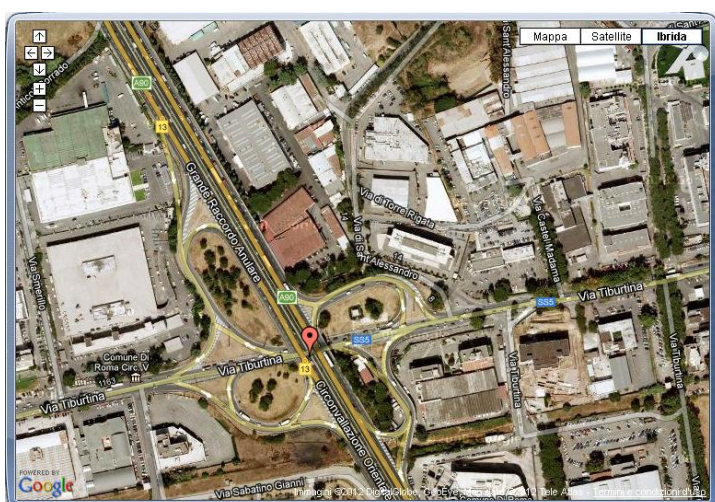
Vita nominale $V_N$	= 100 anni;
Classe d'uso	= IV;
Coefficiente d'uso $C_u$	= 2.0;
Periodo di riferimento $V_R$	= 200 anni;
$T_{R,SLV}$	= 1898 anni;
$T_{R,SLC}$	= 2475 anni;

I parametri di progetto utilizzati per la valutazione degli spettri di risposta sono riepilogati di seguito. Si precisa che per tali parametri è stato adottato un valore uniforme lungo tutto il tracciato. I criteri per la determinazione dei parametri di progetto esplicitati nel seguito sono descritti estesamente nella Relazione Sismica.

$a_{g,SLV}$	= 0.222 g;
$F_{0,SLV}$	= 2.537;
$T^*_{c,SLV}$	= 0.302 sec.
$a_{g,SLC}$	= 0.240 g;
$F_{0,SLC}$	= 2.504;
$T^*_{c,SLC}$	= 0.307 sec.

Lo spettro di risposta elastico per la descrizione della componente orizzontale del moto sismico è infine costruito a partire dai parametri seguenti.

Categoria di suolo	= C;
Categoria topografica	= T1;
$S_s$ , fattore stratigrafico	= 1.39;
$S_T$ , fattore topografico	= 1.00;
$C_c$ , fattore correttivo del periodo $T_C^*$	= 1.55.



Latitudine:       Longitudine:

Classe dell'edificio:

Vita Nominale Struttura:

Periodo di Riferimento per l'azione sismica:

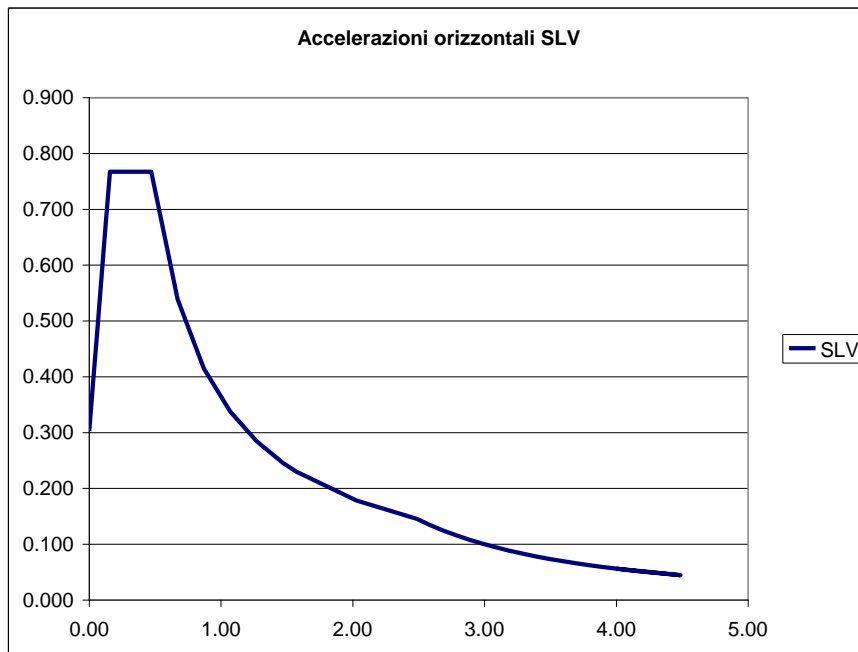
Parametri di pericolosità Sismica

"Stato Limite"	$T_r$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T^*_c$ [s]
Operatività	120	0.088	2.490	0.279
Danno	201	0.107	2.544	0.280
Salvaguardia Vita	1898	0.222	2.537	0.302
Prevenzione Collasso	2475	0.240	2.504	0.307

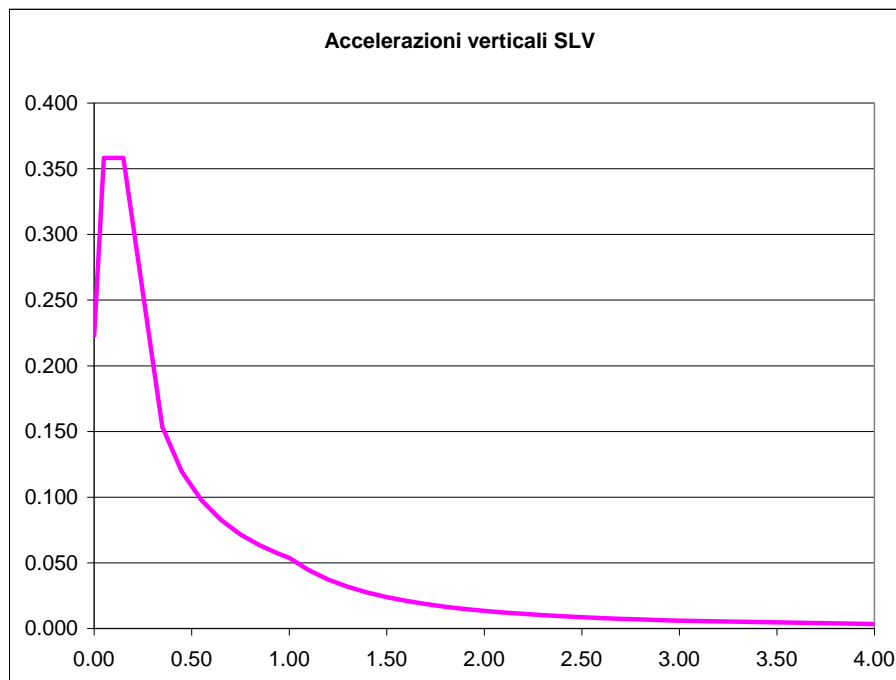
**Figura 5 – Valutazione dei parametri di pericolosità sismica**

## 6.1 SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI

Utilizzando i parametri definiti nei paragrafi precedenti, di seguito si riportano gli spettri di risposta corrispondenti allo stato limite salvaguardia della vita (SLV).



*Figura 6 – Spettro elastico dell'accelerazione orizzontale (SLV)*



*Figura 7 – Spettro elastico dell'accelerazione verticale (SLV)*

## 6.2 IMPIEGO DI ISOLATORI SISMICI

L'impiego di isolatori sismici consente di avere apparecchi di appoggio caratterizzati da elevata rigidità verticale ed opportuna capacità dissipativa. Questo consente di aumentare il periodo proprio della struttura, di sostenere i carichi verticali senza apprezzabili cedimenti, e di contenere lo spostamento orizzontale della struttura isolata.

Per la valutazione delle azioni sismiche e per la definizione delle caratteristiche meccaniche dei dispositivi di isolamento si è proceduto con i seguenti criteri e considerazioni preliminari:

- obiettivo del sistema di isolamento sismico è il contenimento delle azioni trasmesse alle sottostrutture in valori compresi tra il 10% ed il 20% del peso dell'impalcato;
- tale scelta è considerata ottimale ai fini del dimensionamento delle sottostrutture;
- il dispositivo di isolamento sismico comporta durante l'evento sismico uno spostamento relativo tra sottostrutture (spalle, pile) ed impalcato, il cui valore risulta determinante per l'abbattimento dell'azione sismica. Tale valore non può d'altra parte risultare troppo elevato e quindi incompatibile l'escursione massima garantita dai giunti. Per il dimensionamento del sistema di isolamento in esame è stato fissato come spostamento relativo massimo un valore di circa  $\pm 10$  cm.

La sovrastruttura e la sottostruttura sono modellate come sistemi a comportamento elastico lineare. Il sistema di isolamento può essere modellato, in relazione alle sue caratteristiche meccaniche, come avente comportamento visco-elastico lineare oppure con legame costitutivo non lineare.

Il tipo di sistema di isolamento è prodotto con mescole elastomeriche caratterizzate da un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente pari al 10% o al 15%.

## 6.3 SPETTRI DI PROGETTO

Nelle analisi sismiche della struttura sono stati impiegati spettri di progetto elastici, con smorzamento del 15%, per determinare le azioni trasmesse dall'impalcato alle sottostrutture, e spettri di progetto elastici, con smorzamento del 5%, per le sottostrutture. Lo spettro delle accelerazioni verticali, invece, è sempre valutato con smorzamento al 5%.

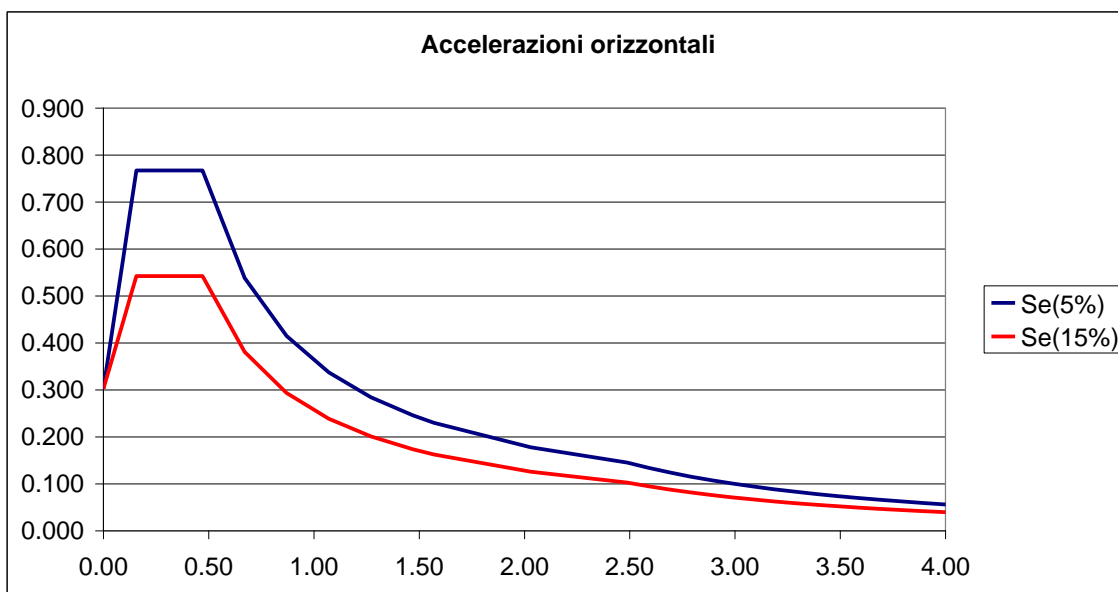


Figura 8 – Spettri di progetto dell'accelerazione orizzontale (SLV)

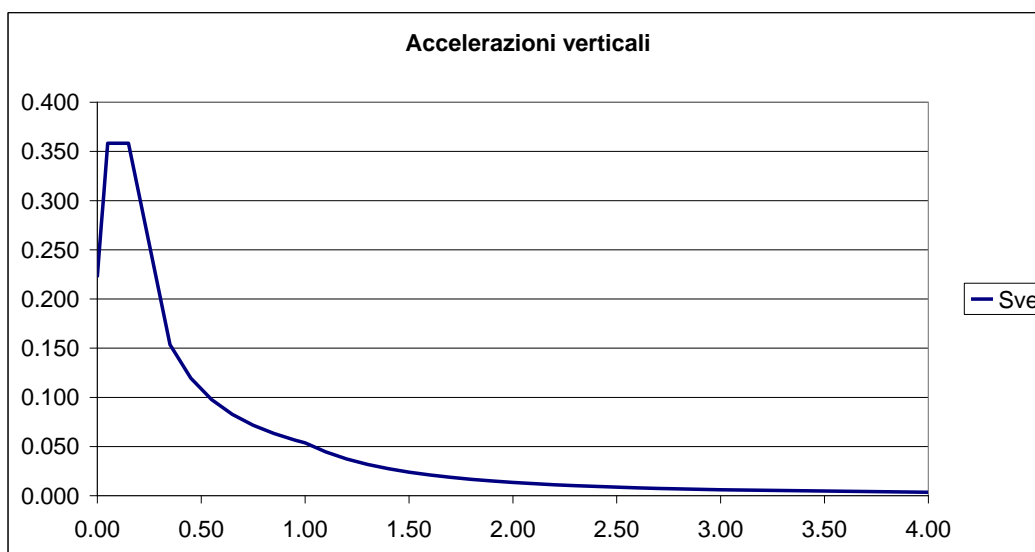


Figura 9 – Spettro elastico dell'accelerazione verticale (SLV)

## 7 CONDIZIONI GEOTECNICHE

### 7.1 PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DI PROGETTO

Nel seguito si individuano i range dei parametri geotecnici per le varie unità geotecniche intercettate nelle aree in progetto:

- **Unità PR (sabbia limosa e limo sabbioso)**

$\gamma = 16.0 \text{ kN/m}^3$  peso di volume naturale

$c' = 5 \div 15 \text{ kPa}$  (10 kPa) coesione drenata

$\Phi' = 31 \div 33^\circ$  (32°) angolo di resistenza al taglio

$E_o = 110 \div 600 \text{ MPa}$  modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

$E'_{op1} = 35 \text{ MPa}$  modulo di deformazione elastico operativo

- **Unità CL - limo sabbioso argilloso**

$\gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3$  peso di volume naturale

$c' = 5 \text{ kPa}$  coesione drenata

$\Phi' = 29^\circ$  angolo di resistenza al taglio

$c_u = 50 \div 170 \text{ kPa}$  resistenza al taglio in condizioni non drenate

$E_o = 600 \div 650 \text{ MPa}$  modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

$E'_{op1} = 40 \text{ MPa}$  modulo di deformazione elastico operativo

- **Unità FC argilla limosa giallognola**

$\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$  peso di volume naturale

$c' = 10 \div 15 \text{ kPa}$  (10 kPa) coesione drenata

$\Phi' = 25 \div 26^\circ$  (25°) angolo di resistenza al taglio

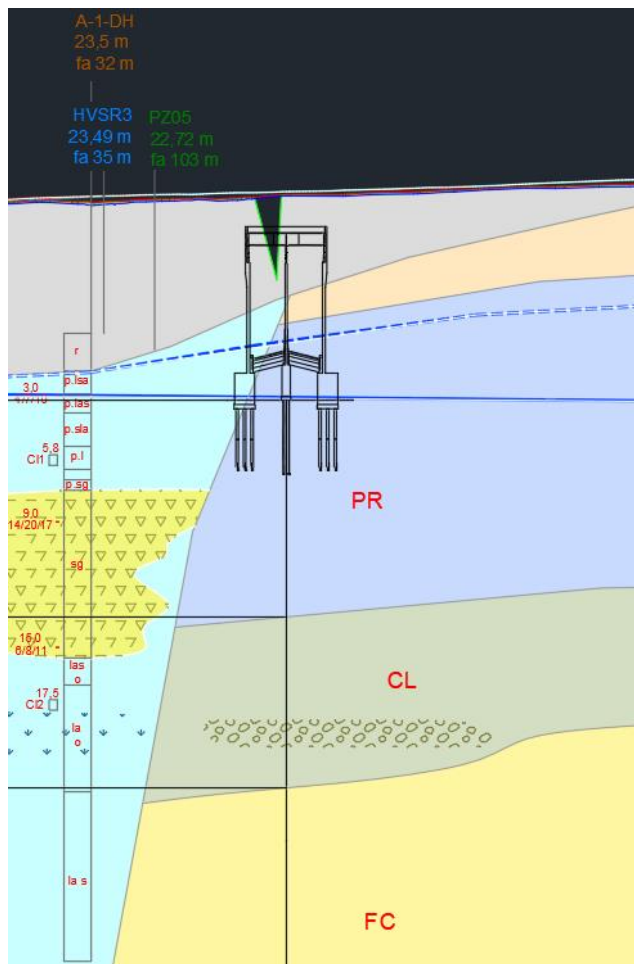
$c_u = 100 \div 200 \text{ kPa}$  resistenza al taglio in condizioni non drenate

$E_o = 800 \div 1200 \text{ MPa}$  modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

$E'_{op1} = 40 \div 60 \text{ MPa}$  modulo di deformazione elastico operativo

I moduli di deformabilità "operativi" da adottare per il calcolo delle deformazioni/cedimenti delle opere di sostegno e delle fondazioni ( $E'_{op1}$ ), saranno assunti pari a 1/5 di quello iniziale ( $E_o$ ):  $E'_{op1} = E_o / 5$ .

Nel caso di valutazione di cedimenti di rilevati ( $E_{op2}$ ), i moduli elastici "operativi" saranno assunti pari a 1/10 di quello iniziale ( $E_{op2} = E_o/10$ ).



**Figura 2 - Profilo geologico del sito interessato dal progetto**

La falda non influisce con il regime delle spinte presenti sull'opera.

## 7.2 PORTANZA PALI – PONTE SU VIA TIBURTINA – D=1200 MM

Di seguito si riporta la tabella relativa alla capacità portante verticale dei pali definita sulla base del profilo stratigrafico definito nella relazione geotecnica, corrispondente al ponte in esame.

### SPALLA 1 (lato nord - svincolo centrale del latte)

TIBURTINA PONTE SU VIA TIBURTINA spalla 1  
Capacità portante palo D=1200 mm-SLU A1+M1+R3

STAMPA capacità portante e relativi contributi

Lp	Q <sub>l1</sub>	Q <sub>b1</sub>	W <sub>p</sub>	Q <sub>u</sub>	Q <sub>d</sub>
m	kN	kN	kN	kN	kN
.00	0.	366.	0.	366.	164.
.50	38.	446.	6.	479.	215.
1.00	82.	526.	11.	597.	268.
1.50	129.	606.	17.	719.	323.
2.00	181.	686.	23.	845.	381.
2.50	237.	766.	28.	975.	440.
3.00	297.	846.	34.	1109.	502.
3.50	357.	926.	40.	1244.	564.
4.00	418.	936.	45.	1309.	594.
4.50	478.	947.	51.	1374.	625.
5.00	538.	957.	57.	1438.	656.
5.50	598.	967.	62.	1503.	686.
6.00	659.	977.	68.	1568.	717.
6.50	719.	987.	74.	1633.	748.
7.00	779.	998.	79.	1698.	778.
7.50	840.	1008.	85.	1763.	809.
8.00	900.	1018.	90.	1827.	840.
8.50	960.	1028.	96.	1892.	870.
9.00	1021.	1038.	102.	1957.	901.
9.50	1081.	1048.	107.	2022.	932.
10.00	1141.	1059.	113.	2087.	962.
10.50	1202.	1069.	119.	2152.	993.
11.00	1262.	1079.	124.	2217.	1024.
11.50	1322.	1089.	130.	2281.	1054.
12.00	1384.	1099.	136.	2347.	1085.
12.50	1447.	1109.	141.	2415.	1118.
13.00	1514.	1120.	147.	2486.	1152.
13.50	1595.	1173.	153.	2615.	1213.



14.00	1678.	1227.	158.	2747.	1275.
14.50	1761.	1281.	164.	2878.	1337.
15.00	1843.	1335.	170.	3009.	1399.
15.50	1926.	1389.	175.	3140.	1461.
16.00	2009.	1442.	181.	3271.	1523.
16.50	2092.	1496.	187.	3402.	1586.
17.00	2175.	1506.	192.	3489.	1628.
17.50	2258.	1517.	198.	3577.	1671.
18.00	2342.	1527.	204.	3665.	1714.
18.50	2428.	1537.	209.	3756.	1758.
19.00	2515.	1547.	215.	3848.	1803.
19.50	2605.	1557.	221.	3942.	1849.
20.00	2696.	1568.	226.	4038.	1896.
20.50	2790.	1578.	232.	4136.	1944.
21.00	2885.	1588.	238.	4235.	1993.
21.50	2982.	1598.	243.	4337.	2043.
22.00	3081.	1608.	249.	4440.	2094.
22.50	3182.	1618.	254.	4546.	2146.
23.00	3285.	1629.	260.	4653.	2199.
23.50	3389.	1639.	266.	4762.	2253.
24.00	3496.	1649.	271.	4873.	2308.
24.50	3604.	1659.	277.	4986.	2364.
25.00	3714.	1669.	283.	5101.	2421.
25.50	3826.	1679.	288.	5218.	2479.
26.00	3940.	1690.	294.	5336.	2538.
26.50	4056.	1700.	300.	5457.	2598.
27.00	4174.	1710.	305.	5579.	2658.
27.50	4294.	1720.	311.	5703.	2720.
28.00	4415.	1730.	317.	5829.	2783.
28.50	4539.	1741.	322.	5957.	2847.
29.00	4664.	1751.	328.	6087.	2912.
29.50	4792.	1761.	334.	6219.	2978.
30.00	4921.	1771.	339.	6352.	3045.
30.50	5052.	1781.	345.	6488.	3113.
31.00	5185.	1791.	351.	6625.	3181.
31.50	5319.	1802.	356.	6765.	3251.
32.00	5456.	1812.	362.	6906.	3322.
32.50	5595.	1822.	368.	7049.	3394.
33.00	5735.	1832.	373.	7194.	3467.

Lp = Lunghezza utile del palo

Ql1 = Portata laterale limite

Qbl = Portata di base limite

Wp = Peso efficace del palo

Qu = Portata totale limite

Qd = Portata di progetto =  $Ql1/FS,1 + Qbl/FS,b - Wp$

## SPALLA 2 (lato sud - svincolo GRA-A24)

TIBURTINA PONTE SU VIA TIBURTINA spalla 2

Capacita' portante palo D=1200 mm-SLU A1+M1+R3

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp	Ql1	Qb1	Wp	Qu	Qd
m	kN	kN	kN	kN	kN
.00	0.	366.	0.	366.	164.
.50	38.	446.	6.	479.	215.
1.00	82.	526.	11.	597.	268.
1.50	129.	606.	17.	719.	323.
2.00	181.	686.	23.	845.	381.
2.50	237.	766.	28.	975.	440.
3.00	297.	846.	34.	1109.	502.
3.50	357.	926.	40.	1244.	564.
4.00	418.	936.	45.	1309.	594.
4.50	478.	947.	51.	1374.	625.
5.00	538.	957.	57.	1438.	656.
5.50	598.	967.	62.	1503.	686.
6.00	660.	977.	68.	1569.	718.
6.50	730.	1055.	74.	1711.	783.
7.00	804.	1132.	79.	1857.	852.
7.50	881.	1210.	85.	2006.	922.
8.00	962.	1287.	90.	2159.	993.
8.50	1046.	1365.	96.	2315.	1067.
9.00	1134.	1442.	102.	2474.	1142.
9.50	1224.	1520.	107.	2637.	1219.
10.00	1318.	1574.	113.	2780.	1287.
10.50	1416.	1554.	119.	2851.	1323.
11.00	1516.	1535.	124.	2926.	1362.
11.50	1620.	1515.	130.	3005.	1402.
12.00	1727.	1495.	136.	3086.	1444.
12.50	1838.	1475.	141.	3171.	1487.
13.00	1952.	1455.	147.	3260.	1533.
13.50	2064.	1435.	153.	3347.	1577.
14.00	2152.	1445.	158.	3439.	1622.
14.50	2235.	1456.	164.	3526.	1665.
15.00	2317.	1466.	170.	3614.	1707.
15.50	2400.	1476.	175.	3701.	1750.
16.00	2483.	1486.	181.	3789.	1792.
16.50	2566.	1496.	187.	3876.	1835.
17.00	2649.	1506.	192.	3963.	1878.
17.50	2732.	1517.	198.	4051.	1920.
18.00	2816.	1527.	204.	4139.	1963.
18.50	2902.	1537.	209.	4230.	2007.

19.00	2989.	1547.	215.	4322.	2052.
19.50	3079.	1557.	221.	4416.	2098.
20.00	3170.	1568.	226.	4512.	2145.
20.50	3264.	1578.	232.	4610.	2193.
21.00	3359.	1588.	238.	4709.	2242.
21.50	3456.	1598.	243.	4811.	2292.
22.00	3555.	1608.	249.	4914.	2343.
22.50	3656.	1618.	254.	5020.	2395.
23.00	3759.	1629.	260.	5127.	2448.
23.50	3863.	1639.	266.	5236.	2502.
24.00	3970.	1649.	271.	5347.	2557.
24.50	4078.	1659.	277.	5460.	2613.
25.00	4188.	1669.	283.	5575.	2670.
25.50	4300.	1679.	288.	5692.	2728.
26.00	4414.	1690.	294.	5810.	2787.
26.50	4530.	1700.	300.	5931.	2847.
27.00	4648.	1710.	305.	6053.	2908.
27.50	4768.	1720.	311.	6177.	2970.
28.00	4890.	1730.	317.	6303.	3033.
28.50	5013.	1741.	322.	6431.	3097.
29.00	5138.	1751.	328.	6561.	3161.
29.50	5266.	1761.	334.	6693.	3227.
30.00	5395.	1771.	339.	6826.	3294.
30.50	5526.	1781.	345.	6962.	3362.
31.00	5659.	1791.	351.	7099.	3431.
31.50	5793.	1802.	356.	7239.	3501.
32.00	5930.	1812.	362.	7380.	3572.
32.50	6069.	1822.	368.	7523.	3643.
33.00	6209.	1832.	373.	7668.	3716.

Lp = Lunghezza utile del palo

Ql1 = Portata laterale limite

Qb1 = Portata di base limite

Wp = Peso efficace del palo

Qu = Portata totale limite

Qd = Portata di progetto =  $Ql1/FS,l + Qb1/FS,b - Wp$

## 8 CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO

Nel seguito è illustrata l'analisi dei carichi e la modellazione adottata per determinare le sollecitazioni sui vari elementi della struttura.

Le azioni considerate sono le seguenti:

- g1: peso proprio degli elementi strutturali;
- g2: carichi permanenti portati;
- g3: spinta delle terre (verrà trattata nel capitolo relativo alle spalle);
- ε1: distorsioni e presollecitazioni di progetto;
- ε2: ritiro e viscosità della soletta;
- ε3: variazioni termiche uniformi e differenziali;
- q1: carichi mobili;
- q2: incremento dinamico dei carichi mobili;
- q3: azione longitudinale di frenamento;
- q4: azione centrifuga;
- q5: azione trasversale del vento;
- q6: azioni sismiche;
- q7: reazioni parassite dei vincoli (considerati solamente nell'analisi delle sottostrutture);

Tali azioni saranno combinate secondo i punti 5.1.3.14 e 5.2.3 del D.M. 17-gennaio-2018 ed esplicitate nel seguito

### 8.1 PESI PROPRI STRUTTURALI (G1)

Il peso proprio degli elementi metallici (travi longitudinali e travi trasversali) e della soletta in c.a. (spessore 30 cm) è stato calcolato considerando un peso specifico per l'acciaio di  $\gamma_s = 86.35 \text{ kN/m}^3$  (= 78.5 X 1.1 per tenere conto del peso di tutti gli elementi non inseriti nella modellazione, quali piastre di irrigidimento e piolature) e per il c.a. un peso specifico di  $\gamma_c = 25.00 \text{ kN/m}^3$ .

### 8.2 CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2)

I carichi permanenti portati sono i pesi propri di:

Pavimentazione stradale:	18.00 kN/mc
Barriere + rete di protezione:	2.00 kN/m (per lato)

### 8.3 DISTORSIONI E PRESOLLECITAZIONI DI PROGETTO (ε1)

Successivamente al getto della soletta, alla struttura verrà applicata una distorsione di 12 cm, in corrispondenza dell'appoggio centrale.

### 8.4 RITIRO SOLETTA (ε2)

Il calcolo delle deformazioni da ritiro nella soletta è stato eseguito secondo quanto specificato nel Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018. Si riporta la valutazione della deformazione da ritiro secondo le indicazioni previste dalle norme.

$f_{ck} = 35$  Mpa *Resistenza Caratteristica Cilindrica a Compressione*

$UR = 60$  % *Umidità Relativa*

$\epsilon_{co} = -0.424$  *Deformazione per Ritiro da Essiccamento*

*Area della Sezione in Conglomerato*

$A_c = 4.314$  m<sup>2</sup> *(area valutata considerando la larghezza media delle 3 porzioni di soletta = 14.38 m)*

$u = 14.98$  m *Perimetro della Sezione in Conglomerato esposto all'Aria*

$h_0 = 576$  mm *Dimensione Fittizia pari al rapporto  $2A_c/u$*

$k_h = 0.700$

$\epsilon_{cd,\infty} = -0.297$  *Deformazione per Ritiro da Essiccamento (a Tempo infinito)*

$\epsilon_{ca,\infty} = -0.055$  *Deformazione per Ritiro da Autogeno (a Tempo infinito)*

$\epsilon_{cs} = -0.352$  ‰ *Deformazione per Ritiro Totale (a Tempo infinito)*

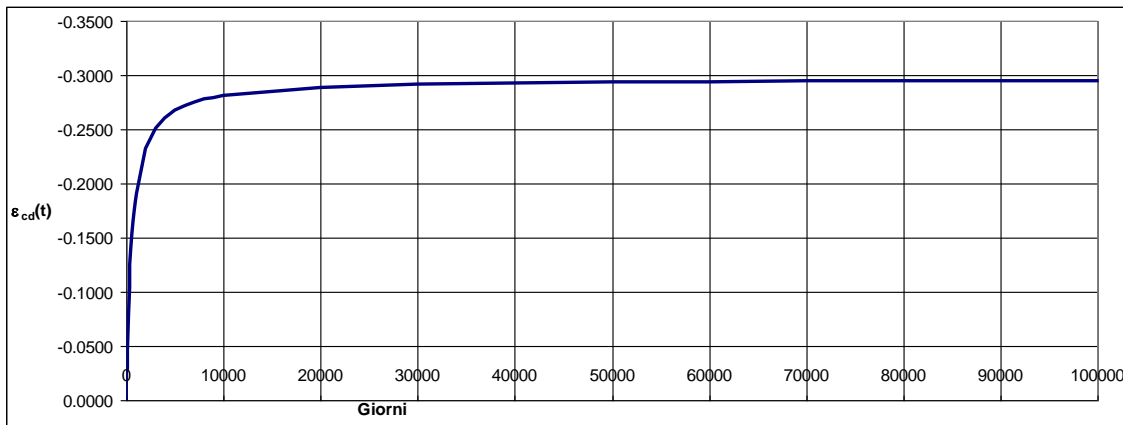
**SVILUPPO NEL TEMPO DELLA DEFORMAZIONE  $\epsilon_{cd}(t)$**

$t = 40000$  gg *Età del calcestruzzo nel Momento Considerato*

$t_s = 0.00$  gg *Età del calcestruzzo a partire dal quale si considera l'effetto del Ritiro da Essiccamento*

$\beta_{ds}(t-t_s) = 0.99$  *Funzione di sviluppo Temporale*

$\epsilon_{cd}(t) = -0.293$  *Deformazione per Ritiro da Essiccamento (al Tempo t)*



*Figura 10 – Andamento della deformazione da ritiro nel tempo*

La valutazione riportata indica che a 40.000 gg, per un tempo superiore alla vita nominale della struttura, la deformazione da ritiro raggiunge il valore 0.293‰.

## 8.5 VISCOSITÀ (ε<sub>2</sub>)

Di seguito si riporta il calcolo del coefficiente di viscosità per il calcestruzzo della soletta secondo quanto specificato nel Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

- $h_0 = 576$  mm *Dimensione Fittizia pari al rapporto  $2A_c/u$*
- giorn
- $t_0 = 10$  i *Età del calcestruzzo al Momento della messa in Carico*
- $f_{ck} = 35$  Mpa *Resistenza Caratteristica Cilindrica a Compressione*
- $f_{cm} = 43$  Mpa *Resistenza Media Cilindrica a Compressione (a 28 gg)*
- UR= 60 % *Umidità Relativa*

$\phi(t_\infty, t_0)$  = 2.238 *Coefficiente di Viscosità a  $t=\infty$*

SVILUPPO NEL TEMPO DEL COEFFICIENTE DI VISCOSITA'  $\phi(t, t_0)$

- 4000
- $t = 0$  gg *Età del calcestruzzo nel Momento Considerato*
- $\alpha_1 = 0.91$
- $\alpha_2 = 0.97$  *Coefficienti dipendenti dalla resistenza del calcestruzzo*

$\alpha_3 = 0.94$

$\phi_{RH} = 1.40$  *Coefficiente dipendente dall'umidità relativa*

$\beta(f_{cm}) = 2.66$  *Coefficiente dipendente dalla resistenza del calcestruzzo*  
*Coefficiente dipendente dall'età del Calcestruzzo al momento dell'applicazione del*

$\beta(t_0) = 0.59$  *carico*

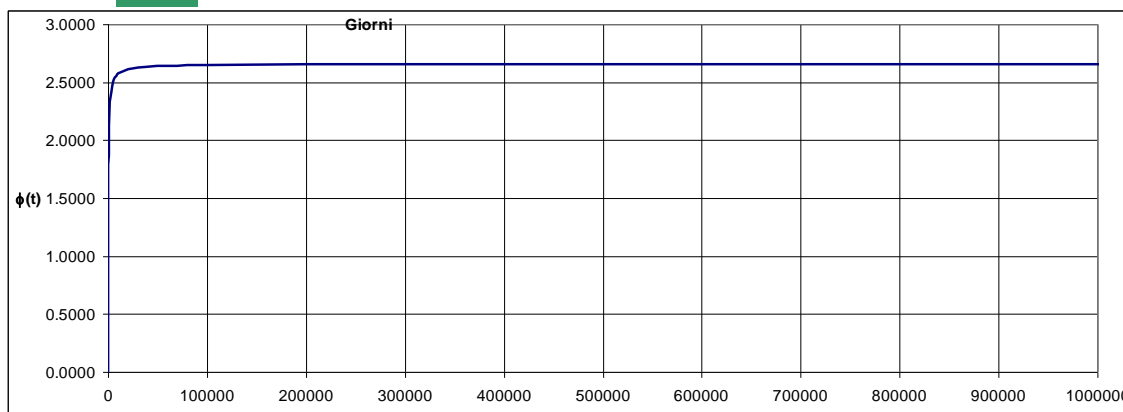
$\phi_0 = 2.2$  *Coefficiente Nominale di Viscosità*

$\beta_H = 1097$  *Coefficiente dipendente da UR e da  $h_0$*

$\beta_{cc}(t_0)$

$t_0 = 0.99$  *Coefficiente descrittivo dell'evoluzione della viscosità nel tempo*

$\phi(t, t_0) = 2.19$  *Coefficiente di Viscosità al tempo t*



*Figura 11 – Andamento del coefficiente di viscosità nel tempo*

## 8.6 VARIAZIONI TERMICHE ( $\epsilon_3$ )

Sono state considerate le seguenti distorsioni termiche:

variazione termica uniforme  $\pm 20^\circ\text{C}$  per la soletta e per le travi

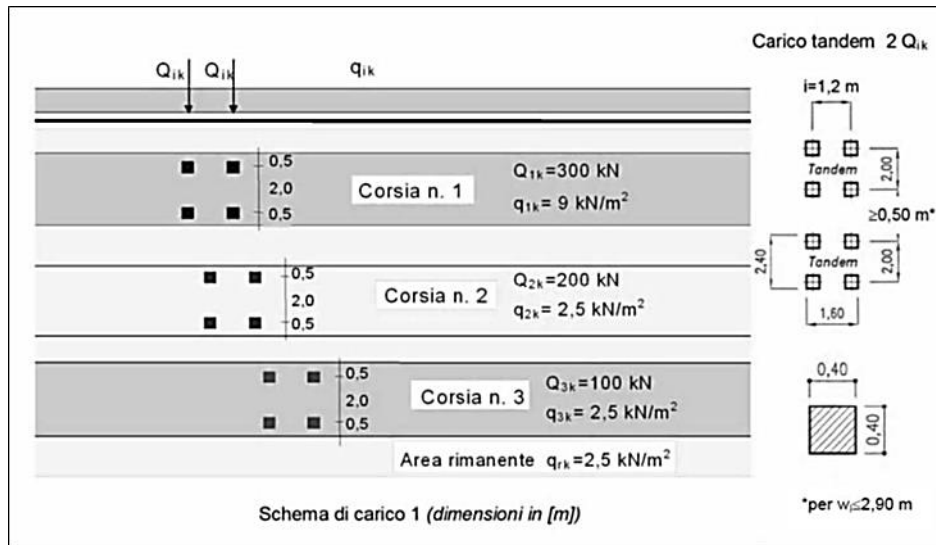
variazione termica lineare di  $\pm 5^\circ\text{C}$  lungo l'altezza delle travi.

## 8.7 CARICHI MOBILI (Q1)

Sono stati adottati i carichi mobili per ponti di prima categoria che consistono in colonne di carico della seguente intensità:

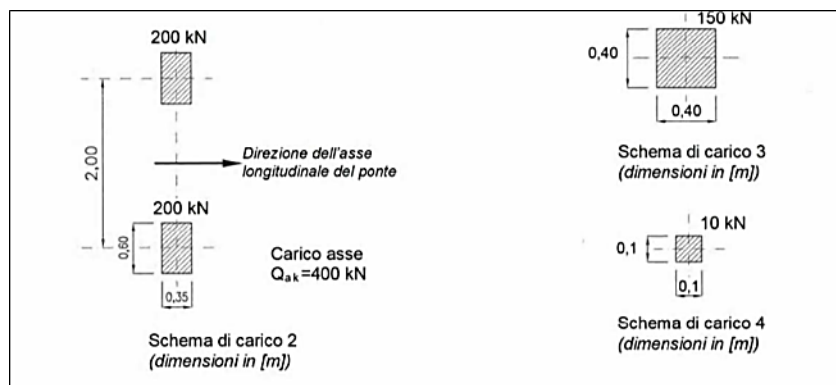
Posizione	Carico Asse $Q_{ik}$ [kN]	$q_{ik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Corsia Numero 1	300	9.00
Corsia Numero 2	200	2.50
Corsia Numero 3	100	2.50
Altre corsie	0.00	2.50

La distribuzione, gli interassi tra le forze concentrate e gli ingombri delle colonne di carico sono riportate nella figura seguente.



*Figura 12 – Colonne di carico (Schema di carico 1)*

Inoltre per le verifiche locali sono stati considerati gli schemi di carico 2 e 3 riportati nella figura seguente.



*Figura 13 – Schema di carico 2*

## 8.8 AZIONE DI FRENAMENTO ( $Q_3$ )

La forza di frenamento o di accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1 ed è uguale a:

$$180\text{ kN} \leq q_3 = 0.6 \cdot (2Q_{1k}) + 0.10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900\text{ kN}$$

$$q_3 = 0.6 \cdot (2 \cdot 300) + 0.10 \cdot 9.00 \cdot 3.00 \cdot 38.20 = 463\text{ kN}$$

L'azione di frenatura viene ripartita su un numero di travi pari a quelle presenti al di sotto della corsia convenzionale n.1 (6) ed applicata, cautelativamente, a tutte le travi del modello.



## 8.9 AZIONE CENTRIFUGA (Q4)

L'azione centrifuga risulta funzione dei raggi di curvatura come mostrato nel prospetto seguente.

Raggio di curvatura [m]	Q <sub>4</sub> [kN]
R < 200	0.2Q <sub>v</sub>
200 ≤ R ≤ 1500	40Q <sub>v</sub> /R
1500 ≤ R	0

In cui  $Q_v = \sum_i 2 \cdot Q_{ik}$ , è la somma complessiva degli assi tandem dello schema di carico

Il sovrappasso si sviluppa in rettilineo e quindi l'azione centrifuga è nulla.

## 8.10 VENTO (Q5)

La pressione del vento è pari a:

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

dove:

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

La pressione cinetica di riferimento, espressa in N/m<sup>2</sup> è data dalla seguente espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho \cdot v_b^2 = 455.6 \text{ N/m}^2$$

dove:

- $\rho = 1.25 \text{ Kg/m}^3$  densità dell'aria;
- $v_b$  è la velocità di riferimento del vento (in m/s) il cui valore è tabellato; nel caso in esame è pari a 27 m/s. Tale valore è riferito ad un periodo di ritorno  $T_r$  pari a 50 anni. Per un periodo di ritorno pari a 500 anni tale valore è pari

$$v_{b,TR=500} = \alpha_r v_{b, TR=50} = 1.13 \cdot 27 = 30.51 \text{ m/s}$$

L'opera in esame è in ZONA 3 (Lazio), su suolo con Rugosità D e a circa 20 Km dal mare. Pertanto, a vantaggio di sicurezza, la Categoria di Esposizione è la categoria II per la quale si hanno i seguenti valori:

- $K_r = 0.20$  ;
- $z_0 = 0.10 \text{ m}$  ;
- $z_{min} = 5.0 \text{ m} < z = 10.0 \text{ m}$  (altezza impalcato rispetto al suolo).

Il coefficiente di esposizione risulta essere pari a

$$c_e = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] = 2.13 \xrightarrow{\text{con}} c_t = 1$$

Il coefficiente di forma  $c_p$  per l'opera in oggetto è pari:

$$c_p = 2.4 - \varphi = 1.4 \xrightarrow{\text{con}} \varphi = 1$$

Il coefficiente dinamico  $c_d$  è assunto cautelativamente pari a 1

Pertanto la pressione del vento in corrispondenza di un periodo di riferimento pari a TR=500 anni è pari a:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 1.36 \text{ kN/m}^2$$

Nel seguito si assumerà, a vantaggio di sicurezza, un valore pari a 2.0 kN/m<sup>2</sup>

Tale pressione va considerata agente sulla superficie esposta della struttura e sui carichi transitori, assimilati ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3.0 m a partire dal piano stradale.

## 8.11 LE RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI (Q7)

Le resistenze parassite dei vincoli sono quelle generate da un attrito pari al 3%.

## 8.12 COMBINAZIONI DI CARICO

In osservanza ai punti 5.1.3.14 e 5.2.3 del D.M. 17-gennaio-2018 le condizioni elementari sono state combinate considerando gli stati limite di esercizio, gli stati limite ultimi e le condizioni sismiche.

		g1+g2+g3	ε1	ε2	ε3	q1	q3	q5	q6	q7
SLE	SLE (QP)	1	1	1	0.5	0	0	0	0	0
	SLE (FR)	1	1	1	0.6	0.75 Q <sub>ik</sub>	0	0	0	0
						0.4 q <sub>ik</sub>				
						1.35X0.40 q <sub>ik</sub>				
SLU (STR)	STR1	1.35	1	1.2	0.7	0	0	1.5	0	1.0125
	STR2	1.35	1	1.2	0.7	1.35	0	0.9	0	1.0125
	STR3	1.35	1	1.2	0.7	1.35X0.75 Q <sub>ik</sub>	1.5	0.9	0	1.0125
						1.35X0.40 q <sub>ik</sub>				
STR4	1.35	1	1.2	0.7	1.35X0.75 Q <sub>ik</sub>	0	0.9	0	1.0125	
						1.35X0.40 q <sub>ik</sub>				
SLU (GEO)	GEO1	1	1	1	0.6	0	0	1.3	0	0.8625
	GEO2	1	1	1	0.6	1.15	0	0.78	0	0.8625
	GEO3	1	1	1	0.6	1.15X0.75 Q <sub>ik</sub>	1.3	0.78	0	0.8625
						1.15X0.40 q <sub>ik</sub>				
GEO4	1	1	1	0.6	1.15X0.75 Q <sub>ik</sub>	0	0.78	0	0.8625	
						1.15X0.40 q <sub>ik</sub>				
Sisma (SLV)	Sisma (SLV)	1	1	1	0	0.2	0	0	1	0.0

Per gli stati limite di esercizio sono state considerate le combinazioni "frequente e quasi permanente".

---

Per le combinazioni sismiche è stato considerato lo stato limite di salvaguardia "SLV" che comprende tre combinazioni in cui il sisma nelle tre direzioni (longitudinale, trasversale e verticale) è combinato come segue.

$$El+0.3Et+0.3Ev; 0.3El+Et+0.3Ev; 0.3El+0.3Et+Ev$$

Infine nelle combinazioni sismiche è stato considerato il 20% dei carichi mobili sia come carichi verticali che come masse sismiche. Per queste ultime è stata considerata una distribuzione uniformemente distribuita sull'impalcato, equivalente al 20% del numero massimo di colonne di carico contemporaneamente presenti sulla struttura.

## 9 VERIFICHE DELL'IMPALCATO

### 9.1 METODO DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

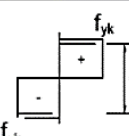
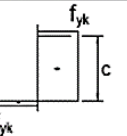
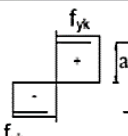
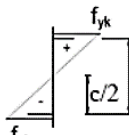
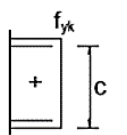
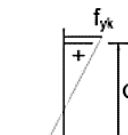
Le verifiche degli elementi che costituiscono l'impalcato sono condotte conformemente a quanto previsto al cap 4.1 (calcestruzzo), al cap 4.2 (acciaio) ed inoltre al cap 4.3 (acciaio - cls) del D.M. 17.01.2018. Si fa inoltre riferimento a quanto previsto dall'EN 1994-2: 2005 **"PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE COMPOSTE IN ACCIAIO-CLACESTRUZZO Parte 2 : Regole generali e regole per i ponti"**.

### 9.2 CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI TRASVERSALI

La classificazione delle sezioni è svolta conformemente a quanto previsto al 4.2 del D.M. 17.01.2018. Per i casi più comuni delle forme delle sezioni e delle modalità di sollecitazione, le seguenti Tab. 4.2.I, 4.2.II e 4.2.III forniscono indicazioni per la classificazione delle sezioni.

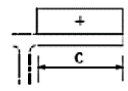
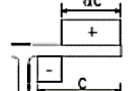
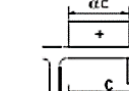
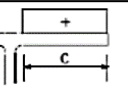
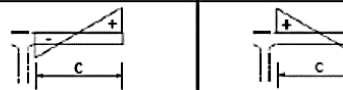
La classe di una sezione composta corrisponde al valore di classe più alto tra quelli dei suoi elementi componenti.

**Tabella 4.2.I - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse**

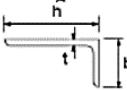
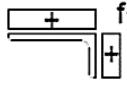

		Parti interne compresse				
Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione			
						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	quando $\psi > -1: c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1: c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	$f_{yk}$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

\*)  $\psi \leq -1$  si applica se la tensione di compressione  $\sigma \leq f_{yk}$  o la deformazione a trazione  $e_y > f_{yk}/E$

**Tabella 4.2.II - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse**

Piattabande esterne						
Profilati laminati a caldo			Sezioni saldate			
Classe	Piattabande esterne soggette a compressione	Piattabande esterne soggette a flessione e a compressione				
		Con estremità in compressione		Con estremità in trazione		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_e}$ Per $k_e$ vedere EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	$f_{yk}$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

**Tabella 4.2.III - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse**

Angolari						
						
Riferirsi anche alle piattabande esterne (v. Tab 4.2.II) Non si applica agli angoli in contatto continuo con altri componenti						
Classe	Sezione in compressione					
Distribuzione delle tensioni sulla sezione (compressione positiva)						
3	$h/t \leq 15\epsilon$		$\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$			
Sezioni Tubolari						
						
Classe	Sezione inflessa e/o compressa					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$ (Per $d/t > 90\epsilon^2$ vedere EN 1993-1-6)					
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	$f_{yk}$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	$\epsilon^2$	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Per le sezioni miste acciaio-calcestruzzo, una piattabanda metallica, efficacemente collegata ad una soletta in calcestruzzo mediante connettori soddisfacenti alle condizioni date in C4.3.4.1 delle NTC, può essere classificata di classe 1. Le sezioni di classe 1 e 2 e le barre metalliche compresse entro la lunghezza di soletta collaborante devono essere esclusivamente in acciaio B450C. Inoltre, se il momento resistente della sezione è determinato mediante il calcolo plastico, l'area d'armatura tesa  $A_s$  deve soddisfare la relazione

$$A_s = \delta \frac{f_{yk}}{235} \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} A_s \sqrt{K_c}$$

dove  $A_c$  è l'area collaborante della soletta,  $f_{yk}$  è la tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio strutturale,  $f_{sk}$  è la tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio d'armatura,  $f_{ctm}$  è la resistenza media a trazione del calcestruzzo,  $k_c$  è un coefficiente che tiene conto della distribuzione delle tensioni nella sezione immediatamente prima della fessurazione, e  $\delta$  è un coefficiente dipendente dalla classe della sezione, uguale a 1,0 per sezioni di classe 2 e a 1,1 per sezioni di classe 1 sedi di cerniera plastica. Il coefficiente  $k_c$  è uguale a:

$$k_c = 0.3 + \frac{1}{1 + \frac{h_c}{2z_0}}$$

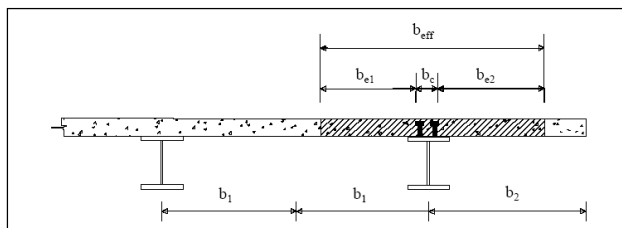
Dove  $h_c$  è l'altezza della soletta, escludendo ispessimenti locali o nervature, e  $z_0$  la distanza tra il baricentro della sezione composta, considerata tutta reagente, ed il baricentro della soletta di calcestruzzo.

### 9.3 METODO DI ANALISI

È possibile utilizzare anche il metodo di analisi globale elastica sia per gli SLE che per gli SLU tenendo in conto in maniera appropriata (vedi paragrafo specifico) degli effetti della fessurazione del cls (4.3.2.2 del D.M. 14.01.2008).

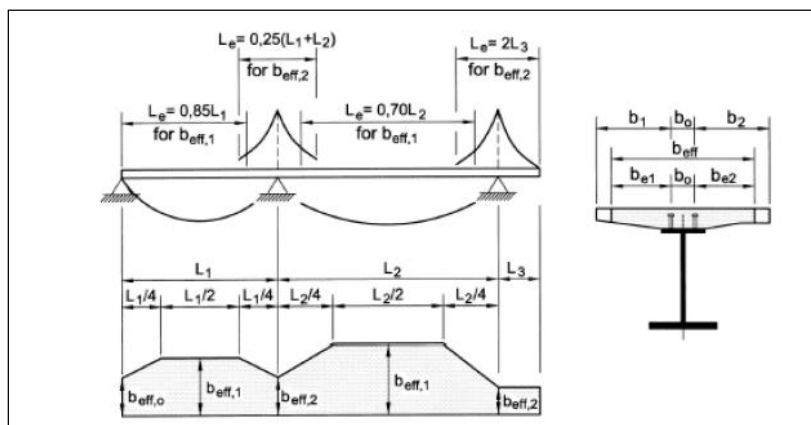
### 9.4 LARGHEZZE EFFICACI DI SOLETTA

La larghezza di soletta collaborante, necessaria per la determinazione delle caratteristiche geometriche delle sezioni in fase 2 è stata determinata in accordo con la normativa vigente, ovvero, con riferimento alla figura seguente, come  $b_{eff} = b_0 + b_{ei} + b_{e2}$ .



**Figura 14 - larghezza di soletta collaborante**

Dove  $b_{ei} = \min(L_e/8, b_i)$  con  $L_e$  luce equivalente da valutarsi secondo lo schema riportato in figura.



**Figura 15 - luci equivalenti**

Per gli appoggi di estremità l'espressione della larghezza efficace viene corretta come  $b_{eff} = b_0 + \beta_1 b_{ei} + \beta_2 b_{e2}$  con  $\beta_i = (0,55 + 0,025 L_c/b_{ei}) \leq 1$ .

Nel caso in esame, si assume una larghezza collaborante pari all'interasse fra le travi, ovvero pari a 50 cm.

## 9.5 EFFETTI DELLA VISCOSITÀ E DEL RITIRO

Gli effetti della viscosità e del ritiro del calcestruzzo (così come di variazioni non uniformi della temperatura) risultano essere: sistemi di forze interne applicati alle sezioni trasversali;

curvature e deformazioni longitudinali nelle nervature;

Gli effetti che tali azioni comportano nelle strutture isostatiche o nelle strutture iperstatiche, laddove non si consideri la compatibilità delle deformazioni, sono classificati (EN 1994-2:2005 par. 2.3.3) come "effetti primari".

Nelle strutture iperstatiche gli "effetti primari" del ritiro e della viscosità sono associati con effetti aggiuntivi, tali che il risultato totale sia compatibile: tali effetti aggiuntivi sono classificati come "effetti secondari" e vanno considerati come effetti di azioni indirette (deformazioni imposte).

In base D.M. 17.01.2018 (par. 4.3.2.2.1) è possibile tenere conto degli effetti della viscosità del cls considerando un modulo di elasticità per azioni a lungo termine pari al 50% del modulo di elasticità istantaneo.

## 9.6 MODELLAZIONE DELLA FESSURAZIONE DEL CALCESTRUZZO

Come previsto al punto 4.3.2.2.1 del D.M.17.01.2018, per tenere conto della fessurazione del calcestruzzo si rende necessario svolgere due analisi:

una prima analisi "non fessurata" utilizza ovunque la rigidità  $EI_1$  della sezione composta interamente reagente e serve ad individuare quelle sezioni soggette a momento negativo nelle quali si hanno fenomeni di fessurazione ovvero dove la tensione nella fibra più sollecitata della soletta raggiunge il "valore limite di formazione delle fessure" =  $f_{ctm}/1,2$  (4.1.2.2.4.1) con  $f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$  (11.2.10.2)\*;

una seconda analisi "fessurata" utilizza, per le sezioni precedentemente individuate, la rigidità fessurata  $EI_2$  ottenuta trascurando il contributo del calcestruzzo teso.

La distribuzione di rigidità così ottenuta è da utilizzarsi per le verifiche agli SLU e agli SLE.

\* per L'EN 1994-2:2005 (par. 5.4.2.3) il limite da adottare per individuare le regioni a rigidità fessurata è pari a  $2x_{f_{ctm}}$  per le fibre di cls più sollecitate nella combinazione iniluppo.

## 9.7 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Le travi composte in strutture da ponte devono essere verificate nei confronti di :

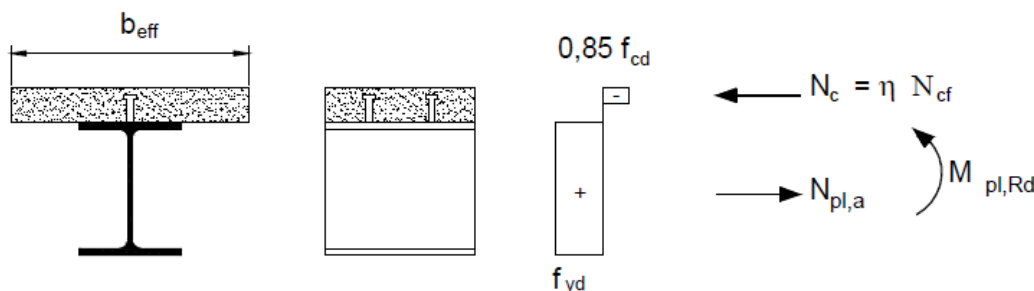
- resistenza delle sezioni trasversali;
- resistenza all'instabilità flessio-torsionale globale;
- resistenza all'instabilità a taglio e alle forze applicate nel piano delle anime;
- resistenza a taglio longitudinale;
- resistenza a fatica.

### 9.7.1 Resistenza delle sezioni trasversali

#### 9.7.1.1 Resistenza a flessione

Il momento resistente di progetto può essere assunto pari al momento plastico, solo quando la sezione mista esaminata è di Classe 1 o 2 e quando non si utilizzano cavi di precompressione; in ogni caso, per tutte le sezioni è possibile valutare il momento resistente attraverso un'analisi elastica.

Il momento resistente  $M_{pl,Rd}$  di una sezione composta di casse 1 o 2 si valuta nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane, assumendo un diagramma equilibrato delle tensioni nella sezione come indicato nella figura seguente, e considerando nullo il contributo del calcestruzzo teso.



**Figura 16 - Distribuzione delle tensioni plastiche allo SLU per il calcolo del momento resistente positivo**

L'armatura longitudinale in soletta si ipotizza plasticizzata, sia in trazione sia in compressione, così come l'acciaio strutturale. A momento positivo, la parte compressa della sezione efficace della soletta in calcestruzzo si considera uniformemente compressa con tensione di compressione pari a  $0,85f_{cd}$  e la risultante di compressione è detta  $N_{cf}$ .

Si dice grado di connessione  $\eta$  il rapporto  $\eta = N_c / N_{cf}$  tra il massimo sforzo trasmissibile dalla connessione  $N_c$  e la risultante delle compressioni in soletta  $N_{cf}$ . Nel caso di connessione a pieno ripristino  $N_c = N_{cf}$  ed  $\eta = 1.0$ .

La resistenza del calcestruzzo a trazione è trascurata ed in genere la connessione a taglio è sufficiente a trasferire la risultante di trazione delle barre d'armatura in soletta, calcolata ipotizzando le barre d'armatura completamente snervate e soggette ad una tensione pari ad  $f_{sd}$ .



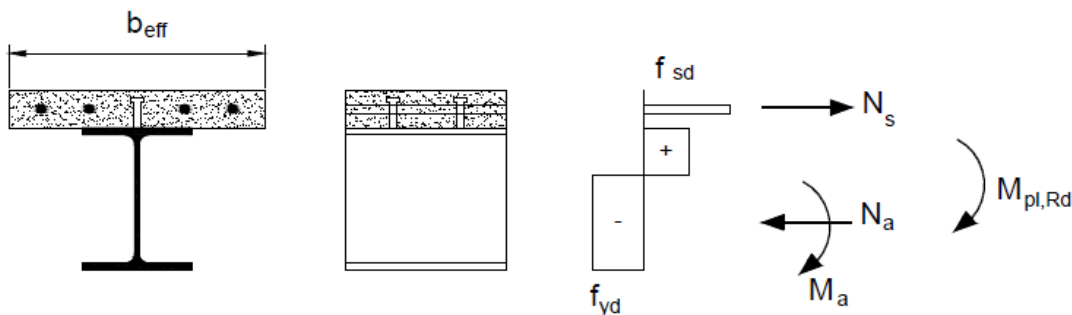


Figura 17 - Distribuzione delle tensioni plastiche allo SLU per il calcolo del momento resistente negativo

### 9.7.1.2 Resistenza a taglio

La resistenza a taglio può essere assunta pari alla resistenza plastica del profilo metallico. In assenza di torsione, la resistenza di calcolo a taglio  $V_{c,Rd}$  vale

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

dove  $A_v$  è l'area resistente a taglio.

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

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

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

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

dove:

$A$  è l'area lorda della sezione del profilo,

$b$  è la larghezza delle ali per i profilati e la larghezza per le sezioni cave,

$h_w$  è l'altezza dell'anima,

$h$  è l'altezza delle sezioni cave,

$r$  è il raggio di raccordo tra anima ed ala,

$t_f$  è lo spessore delle ali,

$t_w$  è lo spessore dell'anima.

La verifica all'instabilità dell'anima della sezione soggetta a taglio e priva di irrigidimenti deve essere condotta in accordo con § 4.2.4.1.3.4 se

$$\frac{h_w}{t} > \frac{72}{\eta} \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}}$$

con  $\eta$  assunto cautelativamente pari a 1,00 oppure valutato secondo quanto previsto in norme di comprovata validità.

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

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

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

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

Posto

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

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

### 9.7.2 Resistenza all'instabilità' flessio-torsionale

Le flange connesse efficacemente alla soletta di calcestruzzo si possono considerare stabili. Viceversa una trave con sezione ad I o H soggetta a presso-flessione nel piano dell'anima, con la piattabanda compressa non sufficientemente vincolata lateralmente, (sezioni a momento negativo con flange compresse inferiori) deve essere verificata nei riguardi dell'instabilità flessio torsionale.

#### 9.7.2.1 Travi semplicemente inflesse

La verifica è condotta secondo la formula :

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

dove:

$M_{Ed}$  è il massimo momento flettente di calcolo

$M_{b,Rd}$  è il momento resistente di progetto per l'instabilità.

Il momento resistente di progetto per i fenomeni di instabilità di una trave lateralmente non vincolata può essere assunto pari a

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

dove  $W_y$  è il modulo resistente della sezione, pari al modulo plastico  $W_{pl,y}$ , per le sezioni di classe 1 e 2, al modulo elastico  $W_{el,y}$ , per le sezioni di classe 3 e che può essere assunto pari al modulo efficace  $W_{eff,y}$ , per le sezioni di classe 4. Il fattore  $\chi_{LT}$  è il fattore di riduzione per l'instabilità flessotorsionale, dipendente dal tipo di profilo impiegato; può essere determinato per profili laminati o composti saldati dalla formula :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi} \cdot \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq \begin{cases} 1.0 \\ \frac{1}{\sqrt{\bar{\lambda}_{LT}^2}} \cdot \frac{1}{\phi} \end{cases}$$

dove

$$\Phi_{LT} = 0.5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}^2 \right]$$

Il fattore di imperfezione  $\alpha_{LT}$  è ottenuto dalle indicazioni riportate in tabella.

Sezione trasversale	Limiti	Curva di instabilità da Tab. 4.2.VI
Sezione laminata ad I	$h/b \leq 2$	b
	$h/b > 2$	c
Sezione composta saldata	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Altre sezioni trasversale	-	d









Curva di instabilità	$a_0$	a	b	c	d
Fattore di imperfezione $\alpha$	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Il coefficiente  $\bar{\lambda}_{LT,0}$  può essere assunto in generale pari a 0,2 e comunque mai superiore a 0,4 (consigliato per sezioni laminate e composte saldate) mentre il coefficiente  $\bar{\lambda}_{LT}$  può essere assunto in generale pari ad 1 e comunque mai inferiore a 0,75 (valore consigliato per sezioni laminate e composte saldate).

Il fattore  $f$  considera la reale distribuzione del momento flettente tra i ritegni torsionali dell'elemento inflesso ed è definito dalla formula :

$$f = 1 - 0.5(1 - k_e) \left[ 1 - 2.0(\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2 \right]$$

in cui il fattore correttivo  $k_e$  assume i valori riportati in tabella.

Distribuzione del momento flettente	Fattore correttivo $k_c$
 $\psi = M_{dx}/M_{sx} = 1$	1,0
 $-1 \leq \psi \leq 1$	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
	0,94
	0,90
	0,91
	0,86
	0,77
	0,82

**Figura 18 -**

Il coefficiente di snellezza adimensionale  $\bar{\lambda}_{LT}$  è dato dalla formula :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_{yk}}{M_{cr}}}$$

in cui  $M_{cr}$  è il momento critico elastico di instabilità torsionale, calcolato considerando la sezione lorda del profilo e i ritegni torsionali nell'ipotesi di diagramma di momento flettente uniforme.

Per profili standard (sezioni doppiamente simmetriche ad I o H) il momento critico può calcolarsi con la seguente formula :

$$M_{cr} = \psi \cdot \frac{\pi}{L_{cr}} \cdot \sqrt{EJ_y \cdot GJ_T} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{L_{cr}}\right)^2 \cdot \frac{EJ_\omega}{GJ_T}}$$

dove  $L_{cr}$  è la lunghezza di libera inflessione laterale, misurata tra due ritegni torsionali successivi,  $EJ_y$  è la rigidezza flessionale laterale del profilo (misurata in genere rispetto all'asse debole),  $GJ_T$  è la rigidezza torsionale del profilo mentre  $EJ_\omega$  è la rigidezza torsionale secondaria del profilo. Il coefficiente  $\psi$  tiene conto della distribuzione del momento flettente lungo la trave ed è dato dall'espressione

$$\psi = 1,75 - 1,05 \cdot \frac{M_B}{M_A} + 0,3 \cdot \left(\frac{M_B}{M_A}\right)^2$$

in cui MA ed MB sono i momenti flettenti agenti alle estremità della trave, con  $|MB| < |MA|$ .

### 9.7.3 Resistenza all'instabilità a taglio nel piano delle anime

La verifica di stabilità dei pannelli d'anima delle travi è condotta secondo le indicazioni riportate al punto C4.2.4.1.3.4.1 della Circolare n.617.

La valutazione della resistenza all'instabilità per taglio risulta necessaria per i pannelli privi di irrigidimenti longitudinali se non è soddisfatta la seguente relazione:

$$\frac{b_w}{t} \leq 72 \frac{\varepsilon}{\eta}$$

Mentre nel caso di pannelli irrigiditi è :

$$\frac{b_w}{t} \leq 31 \frac{\varepsilon}{\eta} \sqrt{k_\tau}$$

dove:

$b_w$  : è l'**altezza totale** del pannello d'anima ;

$t$  : è lo spessore del pannello

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.81;$$

$$\eta = 1.20;$$

$k_\tau$  è il minimo coefficiente d'instabilità per taglio del pannello.

Il coefficiente  $k_\tau$  è funzione del rapporto d'allungamento  $\alpha = a/b_w$ , dove  $a$  è la lunghezza del pannello compresa tra 2 irrigiditori trasversali, ed assume il valore :

$$k_\tau = 5.34 + 4.00 \left( \frac{b_w}{a} \right)^2 + k_{\tau 1} \quad \text{se } \alpha = a/b_w \geq 1$$

$$k_\tau = 4.00 + 5.34 \left( \frac{b_w}{a} \right)^2 + k_{\tau 1} \quad \text{se } \alpha = a/b_w < 1$$

Con :

$$k_{\tau 1} = \max \left[ \left( \frac{3}{\alpha} \right)^2 \sqrt[4]{\left( \frac{I_{s1}}{t^3 b_w} \right)^3}; \frac{2.1}{t} \sqrt[3]{\frac{I_{s1}}{b_w}} \right]$$

Dove con  $I_{s1}$  si intende la somma delle inerzie degli irrigidimenti longitudinali rispetto ai singoli assi baricentrici paralleli al piano d'anima, considerando una l'arghezza d'anima collaborante pari a  $15 \varepsilon t$ .

Per pannelli d'anima irrigiditi la verifica consiste quindi nella valutazione del rapporto :

$$\beta = \left( \frac{b_w}{t} \right) / \left( 31 \frac{\varepsilon}{\eta} \sqrt{k_\tau} \right)$$

che deve risultare  $< 1$ .

## 9.7.4 Resistenza a taglio longitudinale

### 9.7.4.1 Valutazione delle sollecitazioni di taglio agenti sul sistema di connessione

Ai fini della progettazione della connessione, la forza di scorrimento per unità di lunghezza può essere calcolata impiegando la teoria elastica o, nel caso di connettori duttili, la teoria plastica. Nel caso di analisi elastica, le verifiche devono essere condotte su ogni singolo connettore. Per connessioni duttili a completo ripristino, la massima forza totale di scorrimento di progetto,  $v_{l,Ed}$  che deve essere contrastata da connettori distribuiti tra le sezioni critiche, si determina con equazioni di equilibrio plastico. Se si utilizza per le sezioni trasversali la teoria elastica, anche la forza di scorrimento per unità di lunghezza deve essere calcolata utilizzando la teoria elastica, considerando l'aliquota di taglio che agisce dopo che la connessione si è attivata. Le proprietà statiche della sezione trasversale devono essere uguali a quelle utilizzate nel calcolo delle tensioni normali.

In definitiva la verifica è espressa dalla relazione :

$$P_{Edi} = v_{l,Ed} \times p / n \leq P_{Rdi}$$

dove  $v_{l,Ed}$  è lo scorrimento per unità di lunghezza (in funzione del taglio), determinato come (vedi EN 1994-2:2005 punto 6.6.2) nel caso di carichi trasversali distribuiti:

$$v_{l,Ed} = T \times S_y / J_{yy}$$

oppure, nel caso di azioni longitudinali concentrate dovute a passaggio da sezione in acciaio a sezione composta (come nel caso di azioni primarie da ritiro o da azioni termiche) come :

$$v_{l,Ed} = 2 V_{l,Ed} / b_{eff}$$

Dove con  $V_{l,Ed}$  si indica l'aliquota di sforzo di taglio longitudinale tra soletta e nervatura pari alla differenza fra sforzo normale di progetto applicato alla sezione composta in corrispondenza della soletta e sforzo normale effettivamente assorbito dalla soletta stessa :  $V_{l,Ed} = N_{Ed} - N_{cd}$ .

### 9.7.4.2 Resistenza dei connettori

La resistenza di calcolo a taglio di un piolo dotato di testa, saldato in modo automatico, con collare di saldatura normale, posto in una soletta di calcestruzzo piena può essere assunta pari al minore dei seguenti valori

$$P_{Rd,a} = 0.8 f_t ( \pi d^2 / 4 ) / \gamma_V$$

$$P_{Rd,c} = 0.29 \alpha d^2 ( f_{ck} E_c )^{0.5} / \gamma_V$$

dove  $\gamma_V$  è il fattore parziale pari a 1.25,  $f_t$  è la resistenza a rottura dell'acciaio del piolo (comunque  $f_t \leq 500$  MPa ),  $f_{ck}$  è la resistenza cilindrica del calcestruzzo della soletta,  $d$  è il diametro del piolo, compreso tra 16 e 25 mm ed il parametro  $\alpha$  è definito come :

$$\alpha = 0,2 ( h_{sc} / d + 1 ) \text{ per } 3 \leq h_{sc} / d \leq 4$$

$$\alpha = 1,0 \text{ per } h_{sc} / d > 4$$

con  $h_{sc}$  altezza del piolo dopo la saldatura, non minore di 3 volte il diametro del gambo del piolo.

### 9.7.5 Resistenza a fatica

In accordo alle prescrizioni desunte al punto 6.8 dell'EN 1994-2:2005, le verifiche a fatica per le connessioni acciaio – cls sono soddisfatte quando, sotto i carichi di progetto, le sollecitazioni nei singoli connettori non superino il valori di  $0,75 P_{Rd}$ .

## 9.8 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Le travi composte in strutture da ponte devono essere verificate nei confronti:

- delle tensioni di compressione nel calcestruzzo (combinazione rara e quasi permanente) e nell'armatura (combinazione rara), e dello sforzo di taglio nei connettori;
- delle deformabilità globale dell'impalcato;
- a fessurazione del calcestruzzo;

### 9.8.1 Tensioni di esercizio

I limiti per le tensioni in esercizio nel calcestruzzo sono :

- $\sigma_c = 0.60 f_{ck}$  per combinazione di carico rara;
- $\sigma_c = 0.45 f_{ck}$  per combinazione quasi permanente.

I limiti per le tensioni in esercizio nell'armatura sono :

- $\sigma_s = 0.8 f_{yk}$  per combinazione di carico rara.

Per le travate da ponte, nello stato limite di esercizio, il taglio longitudinale per ciascun connettore non deve eccedere il 60 % della resistenza di progetto agli stati limite ultimi (vedi punto C4.3.4.3.3 della Circolare n.617).

### 9.8.2 Deformabilità

Per le verifiche di deformabilità si è assunto come limite per il rapporto freccia/luce il valore 1/400.

### 9.8.3 Fessurazione

Le verifiche a fessurazione sono comunque rispettate laddove non sia superato lo "stato limite di apertura delle fessure".

Al fine di contenere ovunque le dimensioni delle fessure nei limiti previsti dalla normativa vigente, si intendono rispettate ovunque le percentuali minime di armatura previste al punto 7.4.2 dell'EN 1994-2:2005.

## 9.9 MODELLI DI CALCOLO

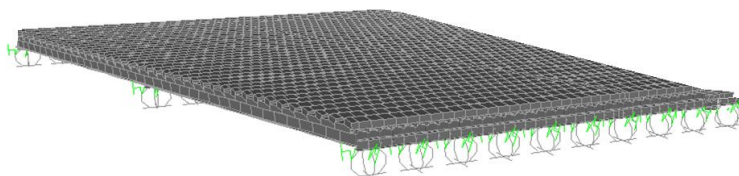
Le verifiche degli elementi che costituiscono l'impalcato sono state effettuate sulla base delle sollecitazioni derivanti da un modello di calcolo globale di tipo "graticcio".

Per quanto riguarda le sottostrutture sono stati adottati schemi semplificati di mensole caricate dagli scarichi provenienti dall'impalcato e soggette alle azioni aggiuntive derivanti dal peso proprio e dal sisma, sia per la pila, che e per la spalla S2. Per la spalla S1, è stata analizzata una fascia di opera situata a cavallo di un'apparecchio di appoggio, mediante un modello di paratia. Ulteriori indicazioni saranno fornite nei paragrafi relativi alle verifiche delle sottostrutture.

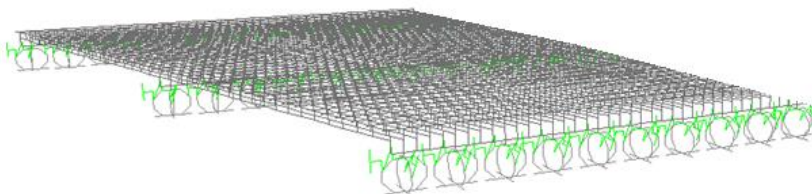
Si riporta una descrizione del modello globale adottato per l'impalcato.

### 9.9.1 Impalcato: modello globale

Il comportamento globale dell'impalcato soggetto alle azioni dovute ai carichi permanenti, ai carichi da traffico, al vento e al sisma è stato analizzato con un modello agli elementi finiti costituito dal telaio spaziale rappresentato nelle figure seguenti.



*Figura 19 – Vista del modello solido dell'impalcato –*



*Figura 20 – Vista del modello di calcolo dell'impalcato –*

Il modello è stato realizzato mediante l'impiego dei seguenti elementi:

- nella direzione longitudinale sono presenti elementi frame, disposti in corrispondenza dei baricentri delle travi principali, che hanno la stessa geometria della sezione mista ottenuta considerando il profilo metallico adottato (HEB600) e la porzione di soletta collaborante, assunta di larghezza pari a 50 cm;
- elementi "trave" trasversali corrispondenti a strisce di soletta di larghezza pari a 1 m e spessore 0.30.
- collegamenti rigidi nel piano trasversale, che schematizzano il grado di connessione fra travi longitudinali a quota baricentro e strisce trasversali a quota soletta.

Il grado di vincolo presente in corrispondenza di ciascun apparecchio di appoggio è stato modellato mediante delle molle di rigidezza pari a 2010 KN/m, che vincolano le traslazioni orizzontali dell'impalcato ed un vincolo fisso, che ne impedisce gli spostamenti verticali.

Gli effetti dovuti alla presenza del sistema di isolamento, sono stati considerati anche utilizzando, per l'analisi sismica dell'impalcato, degli spettri di progetto ricavati con smorzamento del 15%.

I carichi applicati corrispondono alle seguenti condizioni di carico:



**Carichi permanenti (q1,q2,q3)**

- peso proprio travi principali:      2.12x1.1 =                      2.33 kN/m (HEB600)
- peso proprio soletta:                      25\*0.30=                      7.5 kN/mq
- peso proprio pavimentazione:                      18.0 kN /mc
- guard rail:                                      2.0 kN/m
- peso proprio travi trasversali      1.55x1.1 =                      1.70 kN/m (HEB400)
- 2.85x1.1 =                      3.13 kN/m (HEM400)

**Distorsione applicata**

È stata applicata, in corrispondenza di ciascun appoggio centrale, un cedimento di 12 cm.

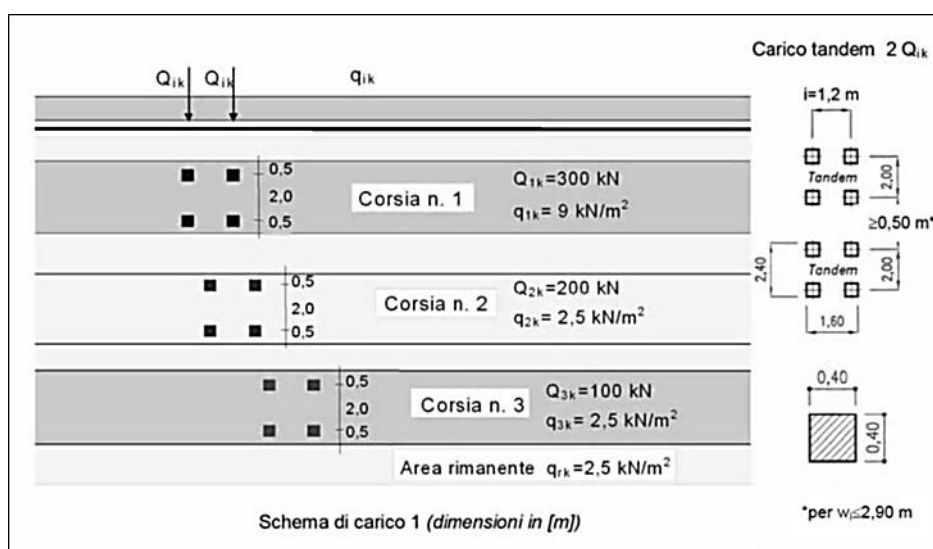
**Carichi mobili**

È stato considerato il massimo numero possibile di colonne di carico distribuite trasversalmente secondo lo schema definito dalle NTC2008.

In particolare, sono stati adottati i carichi mobili per ponti di prima categoria che consistono in colonne di carico della seguente intensità:

Posizione	Carico Asse Q <sub>ik</sub> [kN]	q <sub>ik</sub> [kN/mq]
Corsia Numero 1	300	9.00
Corsia Numero 2	200	2.50
Corsia Numero 3	100	2.50
Altre corsie	0.00	2.50

La distribuzione, gli interassi tra le forze concentrate e gli ingombri delle colonne di carico sono riportate nella figura seguente.



**Figura 21 – Colonne di carico (Schema di carico 1)**

Il codice di calcolo valuta automaticamente le massime sollecitazioni al variare della posizione longitudinale dei carichi Q<sub>ik</sub>, e q<sub>ik</sub>.

Inoltre, è stata esaminata la condizione di carichi concentrati sulla striscia di mezzeria dell'impalcato, valutando le massime sollecitazioni al variare della posizione trasversale dei carichi.

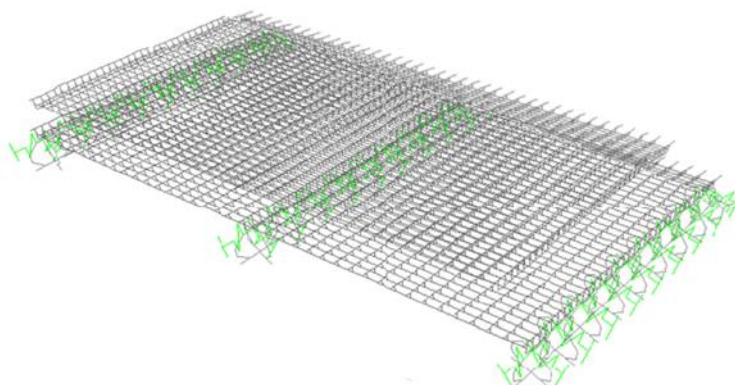
**Sisma:**

L'azione sismica verticale  $q_6$ , ai fini della verifica di stato limite ultimo (combinazione SLU sisma) è stata valutata con lo spettro di progetto con il coefficiente di duttilità  $q$  pari a 1.0.

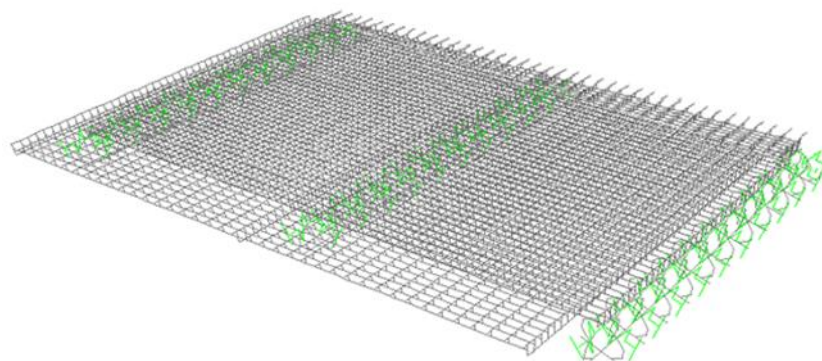
Nella seguente tabella sono riportati i valori dei periodi e delle masse partecipanti relativi ai primi 2 periodi di vibrazione dell'impalcato.

<b>StepNum</b>	<b>Period</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>	<b>SumUX</b>	<b>SumUY</b>	<b>RZ</b>	<b>SumRZ</b>
Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	1.168	0.124	0.871	0.124	0.871	0.128	0.128
2	1.166	0.876	0.123	1.000	0.994	0.606	0.734

Si riportano, ora, le deformate dell'impalcato.



*Figura 22 – Deformata 1° modo di vibrazione*



*Figura 23 – Deformata 2° modo di vibrazione*

## 9.10 VERIFICHE IMPALCATO

### 9.10.1 Verifiche delle travi longitudinali

#### 9.10.1.1 Analisi delle sezioni

Le travi principali sono realizzate con profili HEB600. La classificazione delle sezioni conduce ai seguenti risultati.

<b>Classificazione profilo HEB600</b>				
	<b>c</b>	<b>t</b>	<b>c/t</b>	<b>classe</b>
	<b>mm</b>	<b>mm</b>	<b>-</b>	<b>-</b>
<b>Anima</b>	486.00	15.50	31.35	1
<b>Ali</b>	115.25	30.00	3.84	1

La porzione di soletta considerata collaborante ha una larghezza di 50 cm ed uno spessore di 30 cm. Si prevede, la disposizione di barre longitudinali costituite da 1 $\Phi$ 16/10 disposti sia all'intradosso, che all'estradosso. Il quantitativo previsto, rispetta il limite imposto al punto 4.2.3.1 delle NTC.

Per quanto riguarda le caratteristiche geometriche delle travi longitudinali, dunque, può farsi riferimento alla seguente tabella:

<b>Caratteristiche geometriche sezione mista (omogeneizzata cls) t=0</b>			
Y	508	mm	Posizione baricentro rispetto al lembo inferiore della trave
A	332605	mm <sup>2</sup>	Area sezione
I	29036471961	mm <sup>4</sup>	Momento di inerzia baricentrico della sezione
Wsupsol	74071261	mm <sup>3</sup>	Modulo di resistenza – lembo superiore soletta
Winfisol	315588920	mm <sup>3</sup>	Modulo di resistenza – lembo inferiore soletta
Wsuptr	315588920	mm <sup>3</sup>	Modulo di resistenza – lembo superiore trave
Winftr	57159226	mm <sup>3</sup>	Modulo di resistenza – lembo inferiore trave

<b>Caratteristiche geometriche sezione mista (omogeneizzata cls) t=∞</b>			
Y	429	mm	Posizione baricentro rispetto al lembo inferiore della trave
A	551732	mm <sup>2</sup>	Area sezione
I	50043700559	mm <sup>4</sup>	Momento di inerzia baricentrico della sezione
Wsupsol	106258682	mm <sup>3</sup>	Modulo di resistenza – lembo superiore soletta
Winfisol	292719894	mm <sup>3</sup>	Modulo di resistenza – lembo inferiore soletta
Wsuptr	292719894	mm <sup>3</sup>	Modulo di resistenza – lembo superiore trave
Winftr	116641393	mm <sup>3</sup>	Modulo di resistenza – lembo inferiore trave

Le verifiche di resistenza delle travi principali saranno effettuate confrontando le sollecitazioni di progetto con le resistenze valutate nell'ipotesi di completa plasticizzazione delle sezioni. Queste assumono i seguenti valori:

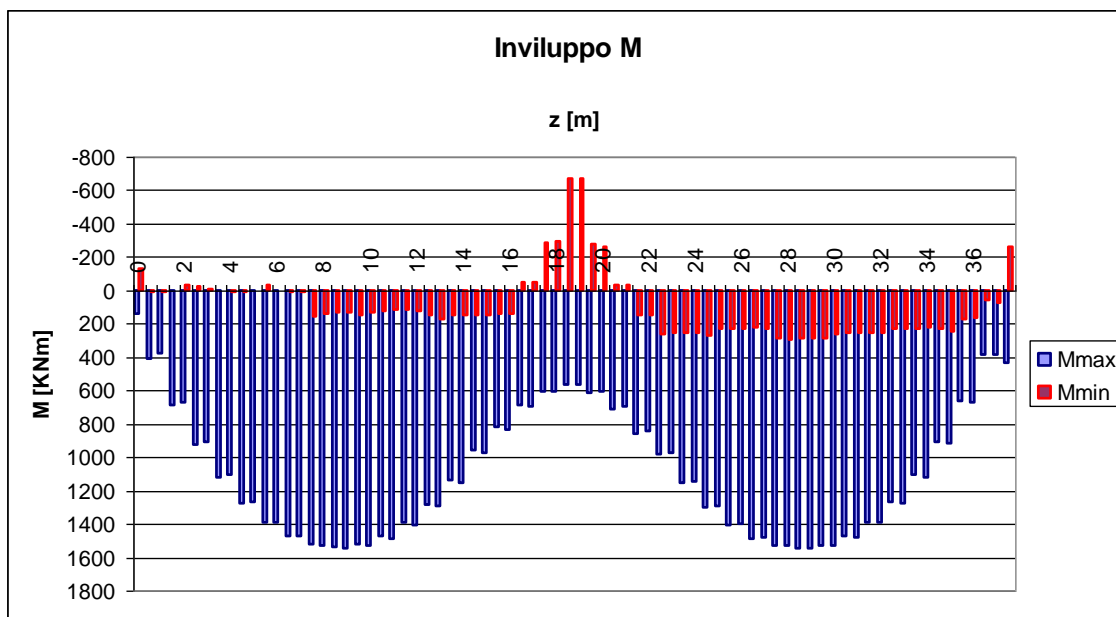
- |                                                                             |                               |
|-----------------------------------------------------------------------------|-------------------------------|
| – Momento resistente positivo (soletta compressa)                           | $M_{Rd}^+ = 2227 \text{ KNm}$ |
| – Momento resistente negativo (soletta tesa)                                | $M_{Rd}^- = 2309 \text{ KNm}$ |
| – Taglio resistente (si considera solo il contributo del profilo metallico) | $V_{Rd} = 2329 \text{ KN}$    |
| – Sforzo normale resistente di trazione                                     | $N_{Rd}^+ = 9909 \text{ KN}$  |
| – Sforzo normale resistente di compressione                                 | $N_{Rd}^- = 12308 \text{ KN}$ |
| – Sforzo normale resistente trave acciaio                                   | $N_{Rd,tr} = 9127 \text{ KN}$ |

Si precisa che i momenti resistenti sono stati calcolati nell'ipotesi di connessione trave-soletta a completo ripristino.

Per definire la parte di soletta non collaborante nella distribuzione delle sollecitazioni, perché fessurata, si è determinato anche il momento di fessurazione della sezione, che vale  $M_{cr} = 321 \text{ KNm}$ , e che è stato calcolato attribuendo alla fibra maggiormente tesa della soletta la tensione limite di trazione pari a  $f_{ctm} = 3.02 \text{ MPa}$ .

#### 9.10.1.2 Analisi delle sollecitazioni

Si riporta, di seguito, il diagramma di involuppo dei momenti flettenti ottenuti per le travi maggiormente sollecitate, per le diverse combinazioni di carico esaminate.



**Figura 24 – Inviluppo diagramma momenti flettenti**

I risultati ottenuti mostrano che per una zona di circa 2 m situata a cavallo dell'appoggio centrale, il momento sollecitante supera il momento di fessurazione della soletta, per tale motivo, si è effettuata una ulteriore analisi su un nuovo modello di calcolo ottenuto da quello descritto in precedenza, e nel quale per alle sezioni "fessurate" si è attribuita la rigidità della sola sezione costituita dal profilo metallico.

Nel seguito si riportano i diagrammi di involuppo delle sollecitazioni flettenti, taglianti ed assiali, ottenuti per le diverse combinazioni di carico esaminate.

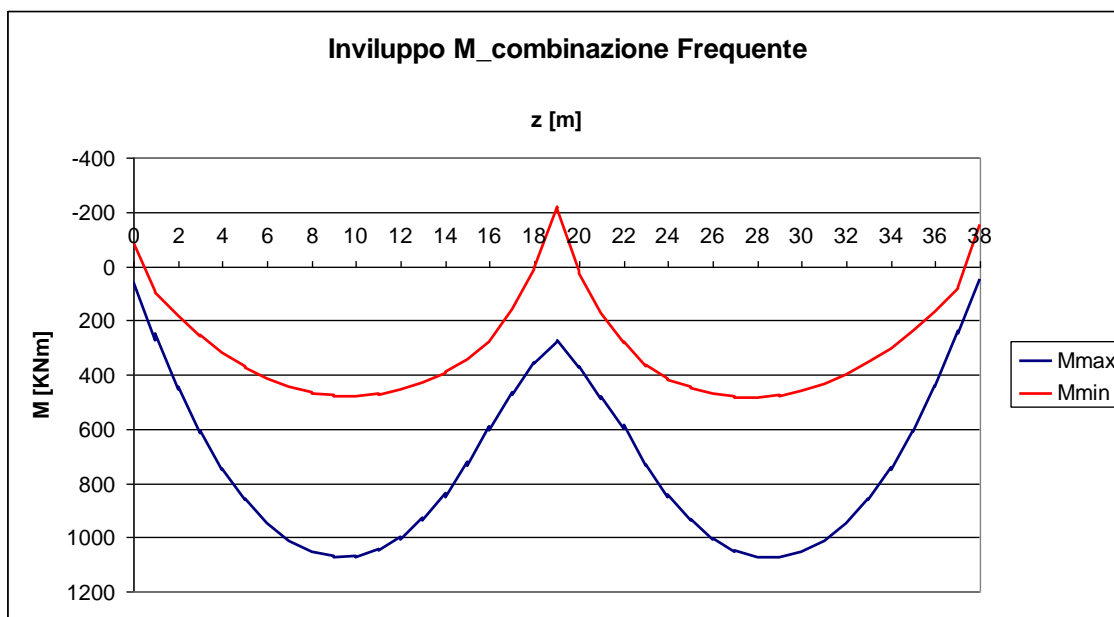


Figura 25 – Momento flettente Combinazione FR

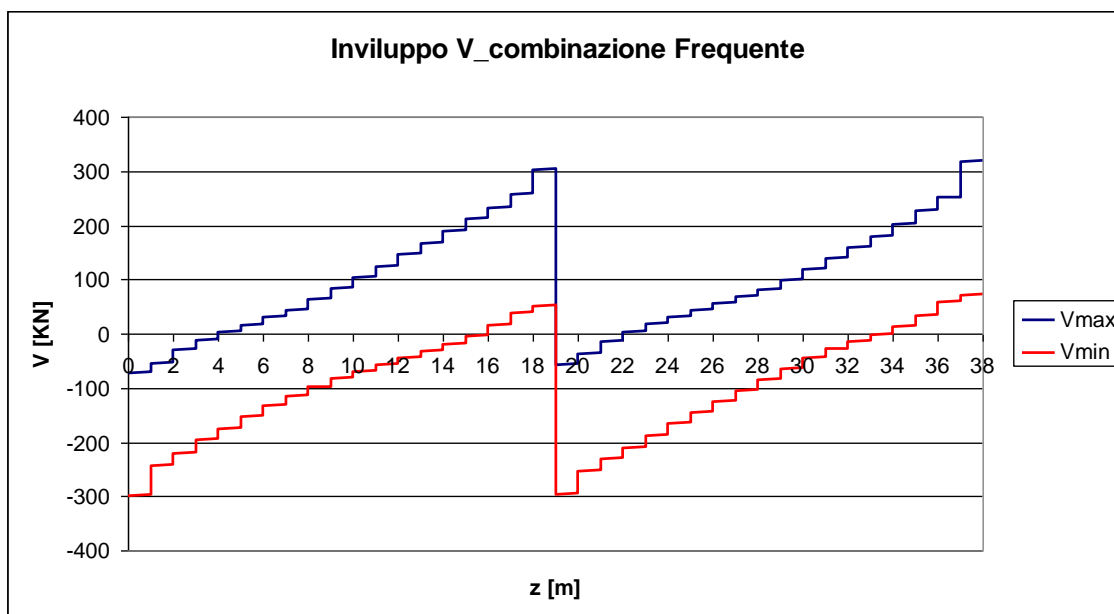
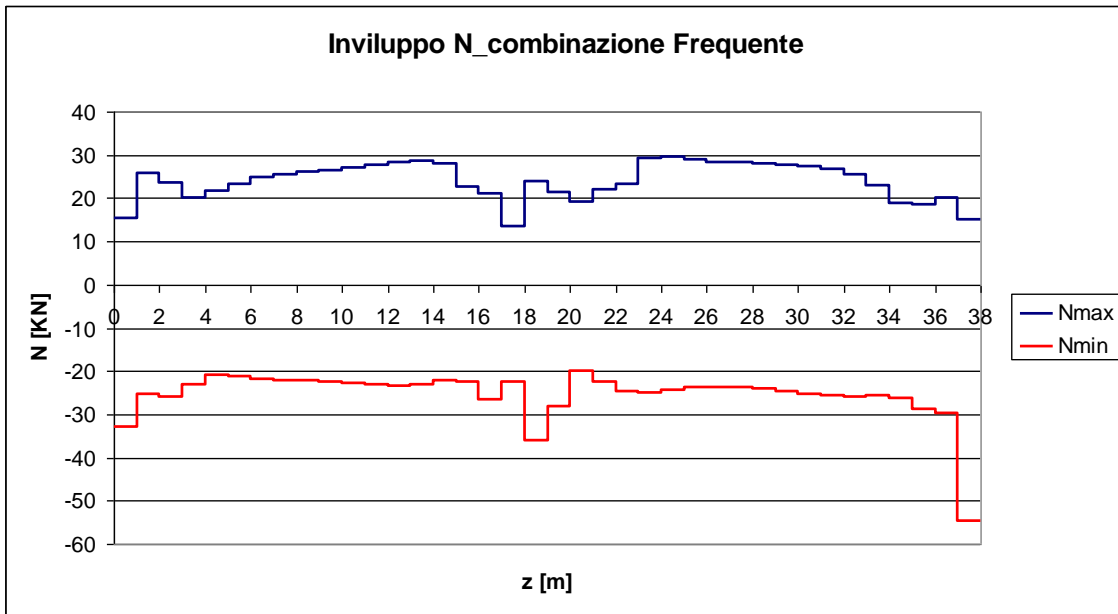
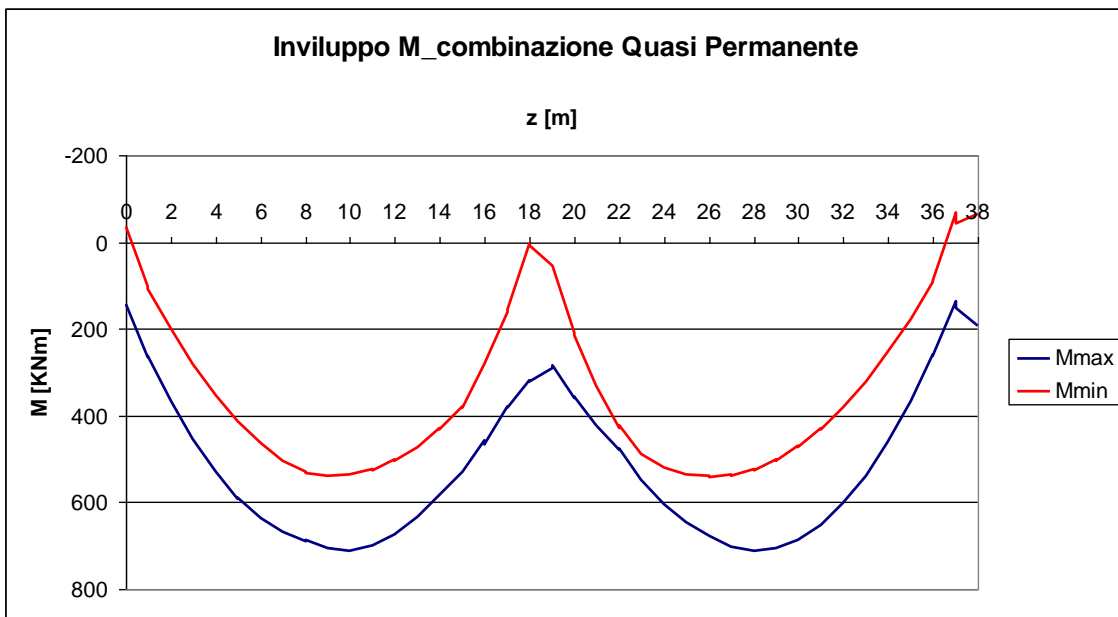


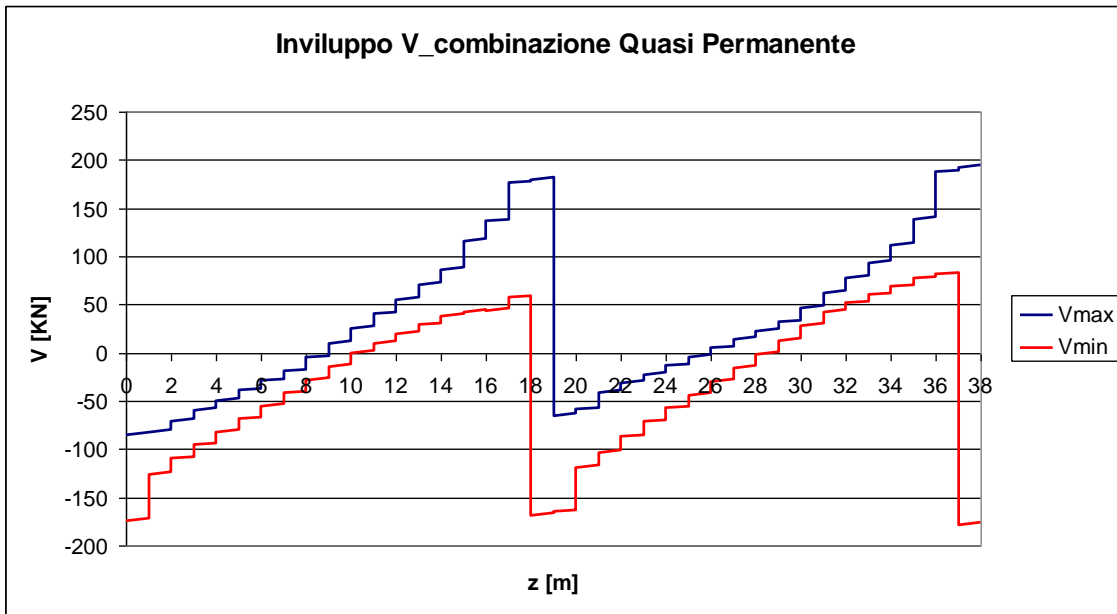
Figura 26 – Taglio Combinazione FR



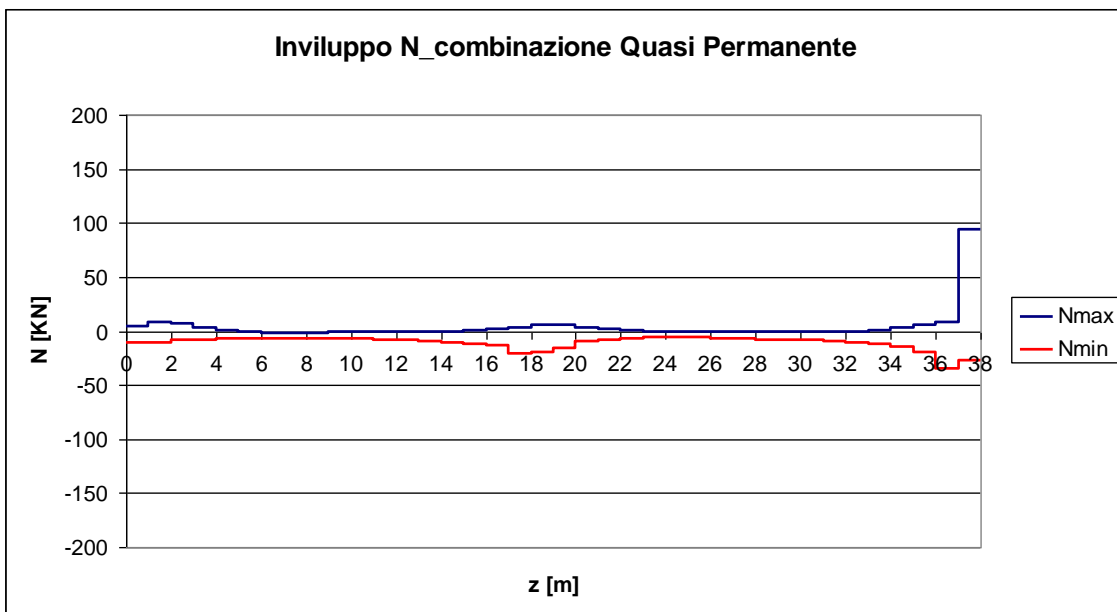
*Figura 27 – Sforzo normale Combinazione FR*



*Figura 28 – Momento flettente Combinazione QP*



*Figura 29 – Taglio Combinazione QP*



*Figura 30 – Sforzo normale Combinazione QP*

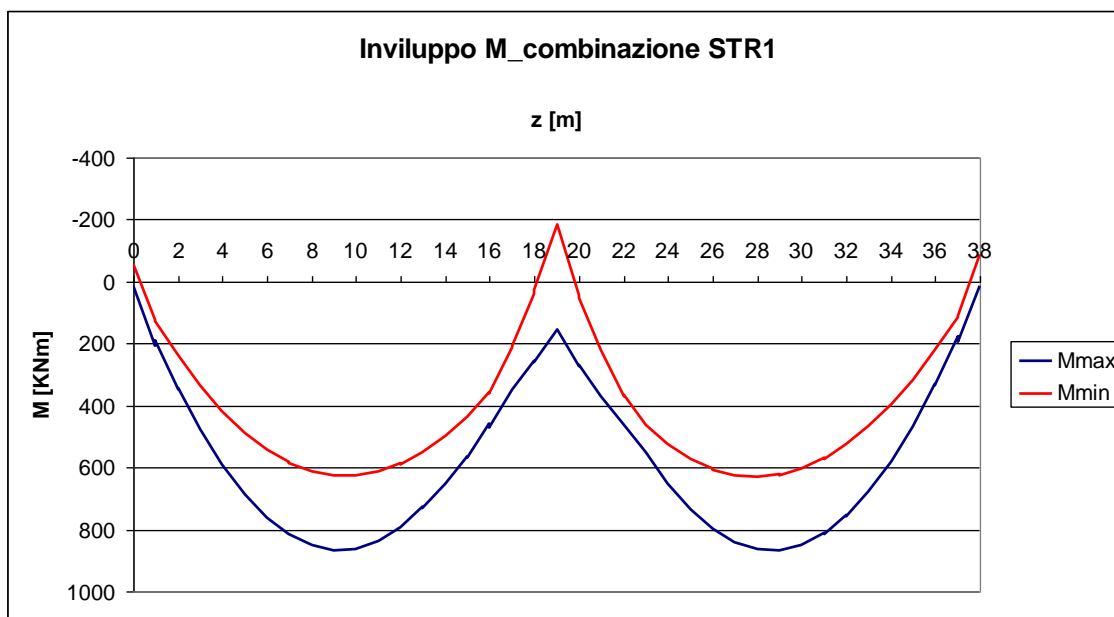


Figura 31 – Momento flettente Combinazione STR1

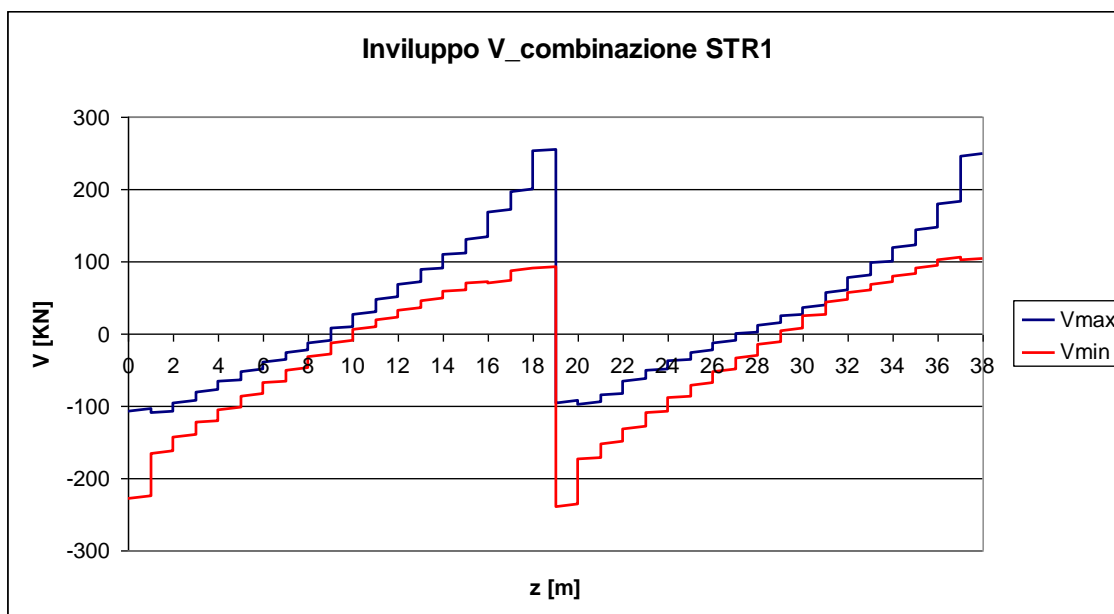


Figura 32 – Taglio Combinazione STR1



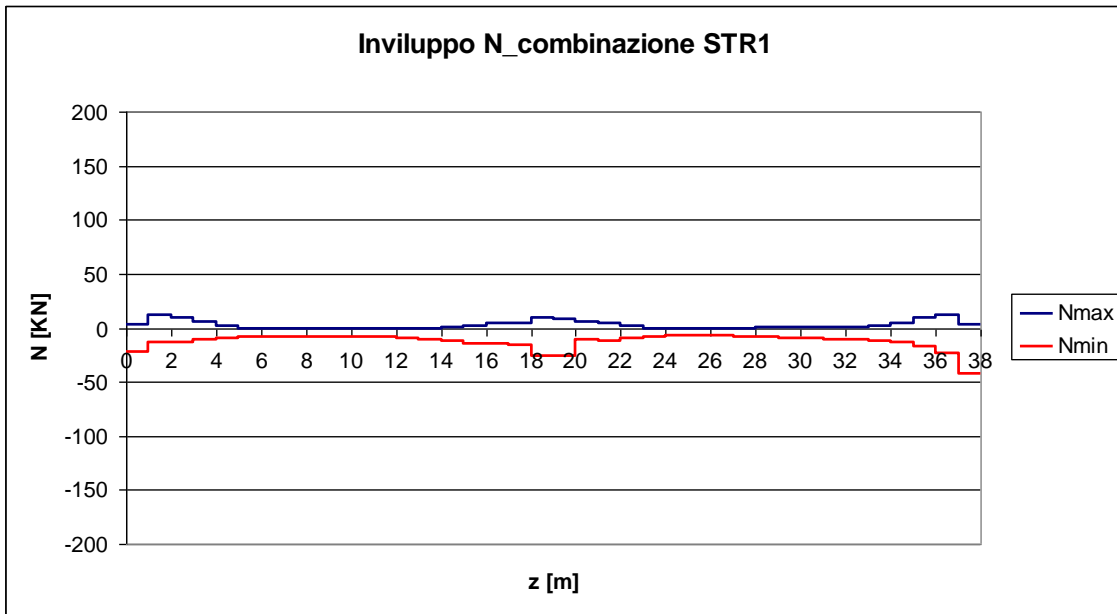


Figura 33 – Sforzo normale Combinazione STR1

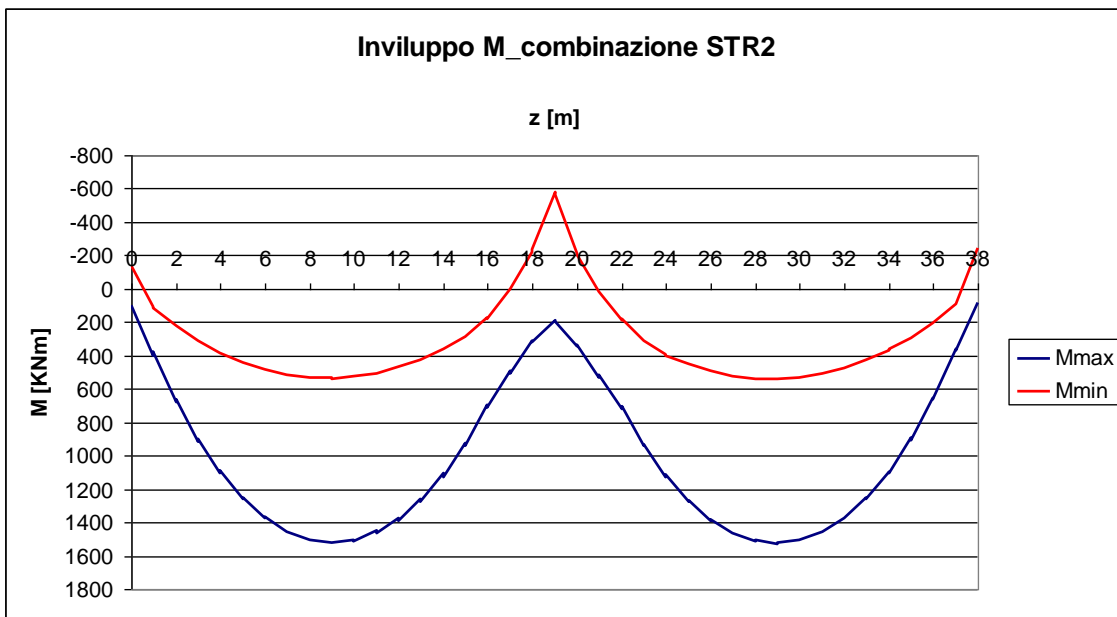
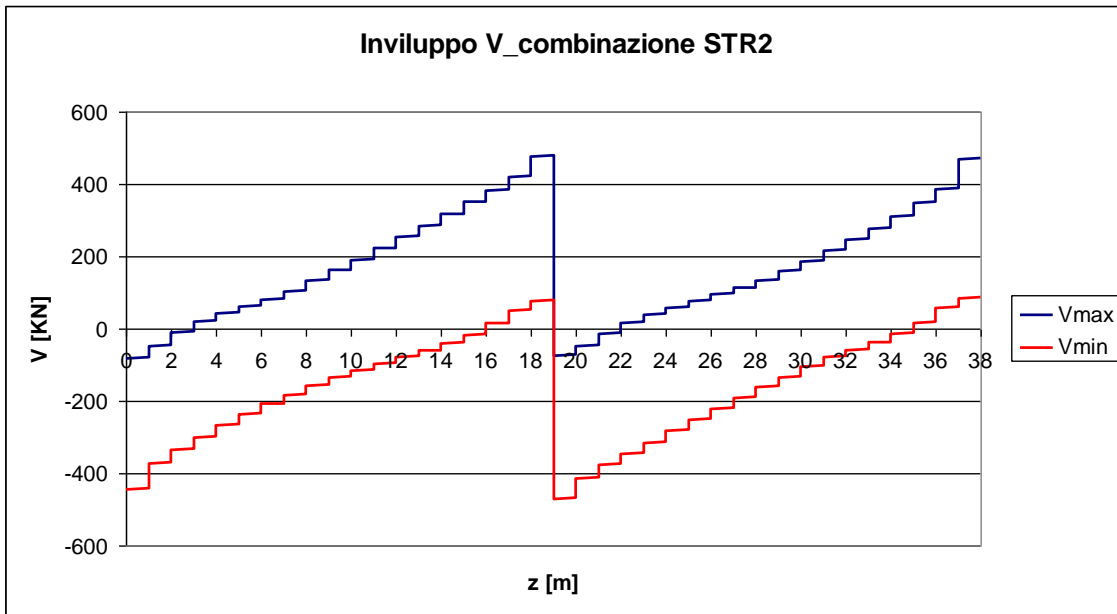
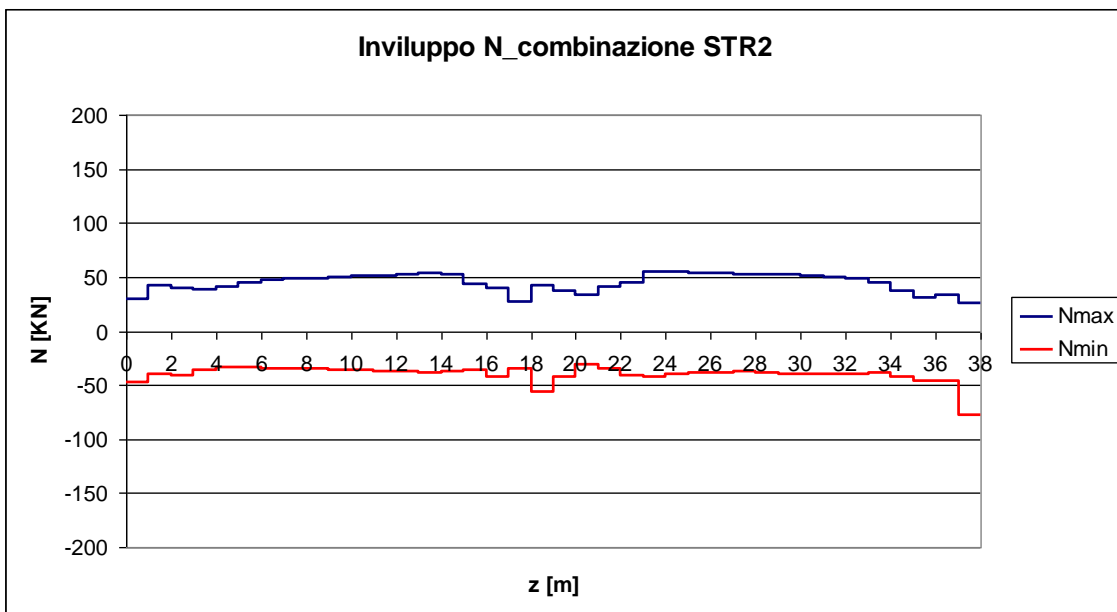


Figura 34 – Momento flettente Combinazione STR2



*Figura 35 – Taglio Combinazione STR2*



*Figura 36 – Sforzo normale Combinazione STR2*

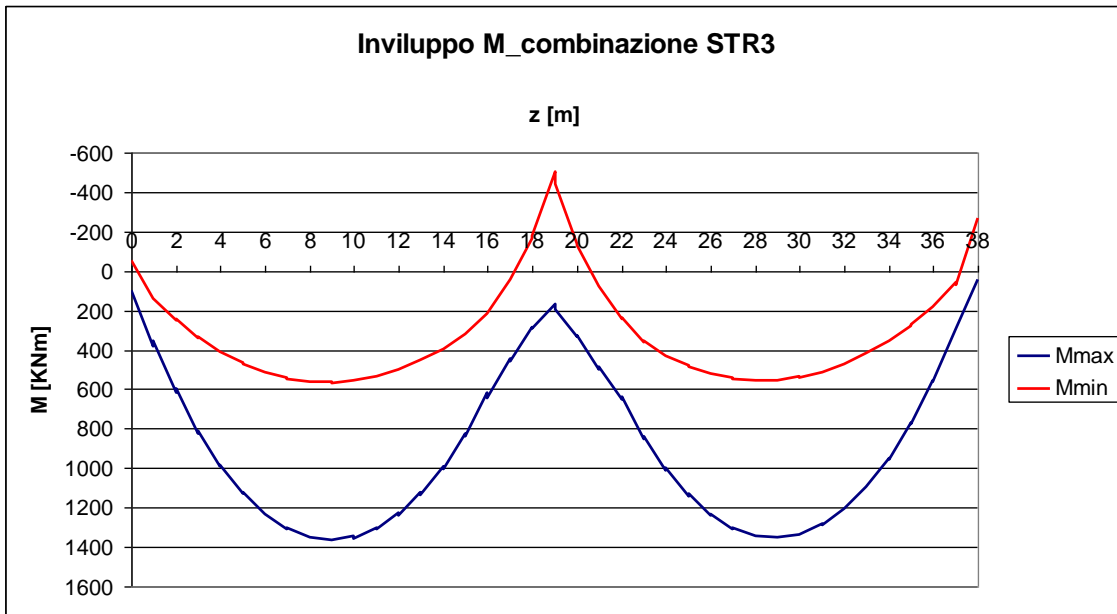


Figura 37 – Momento flettente Combinazione STR3

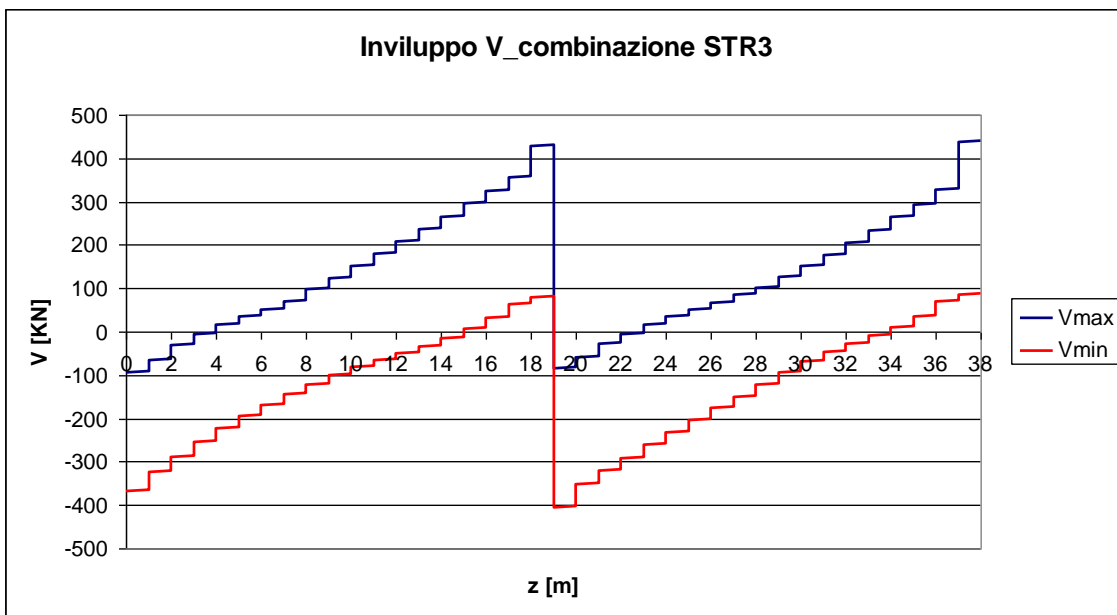


Figura 38 – Taglio Combinazione STR3

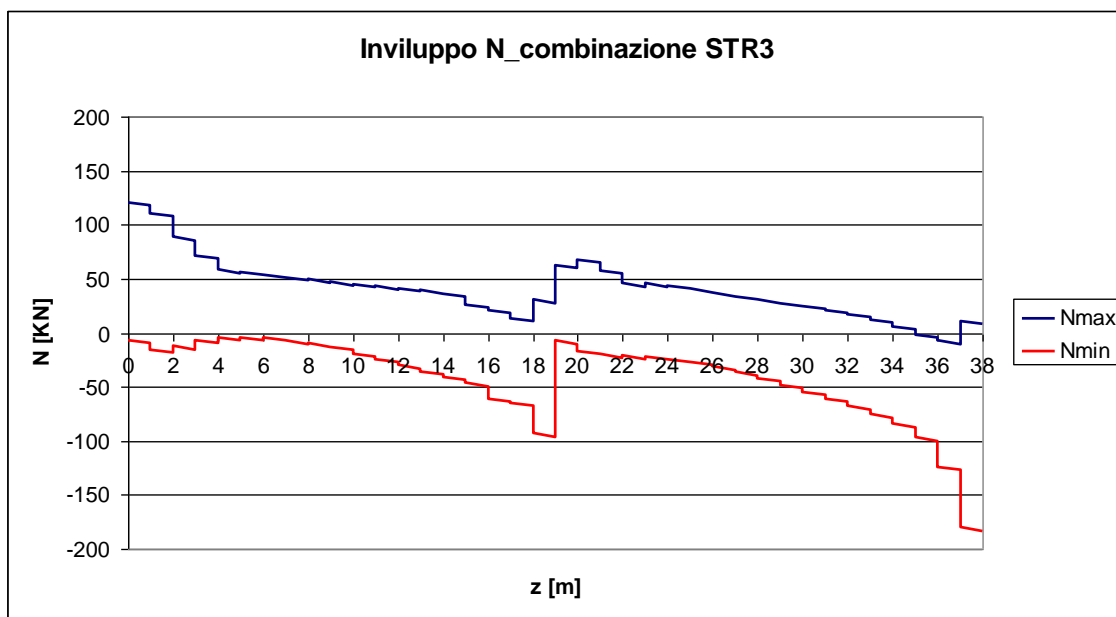


Figura 39 – Sforzo normale Combinazione STR3

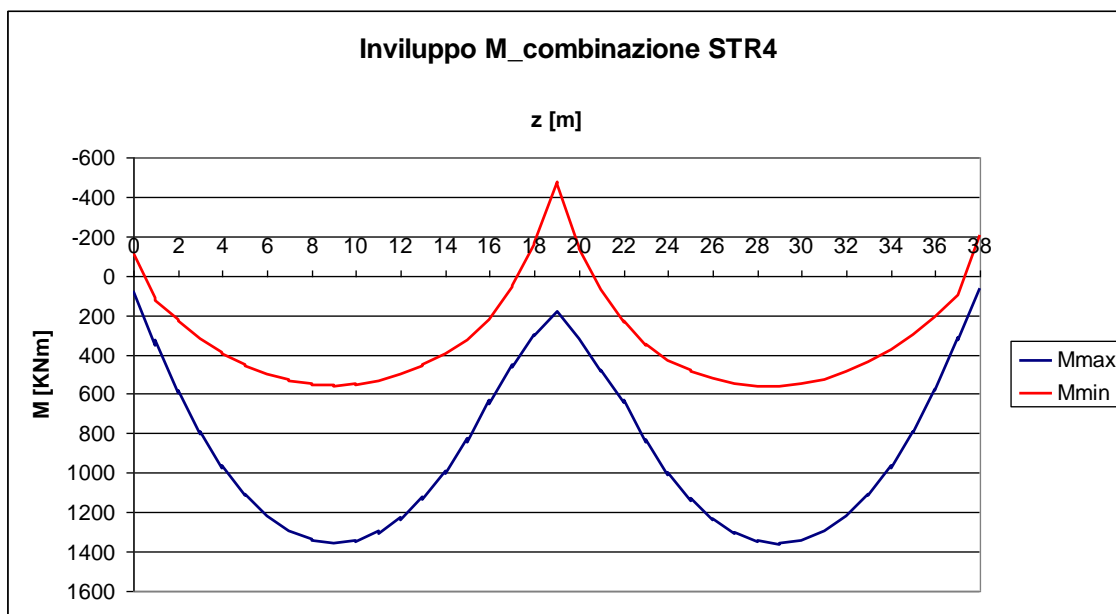
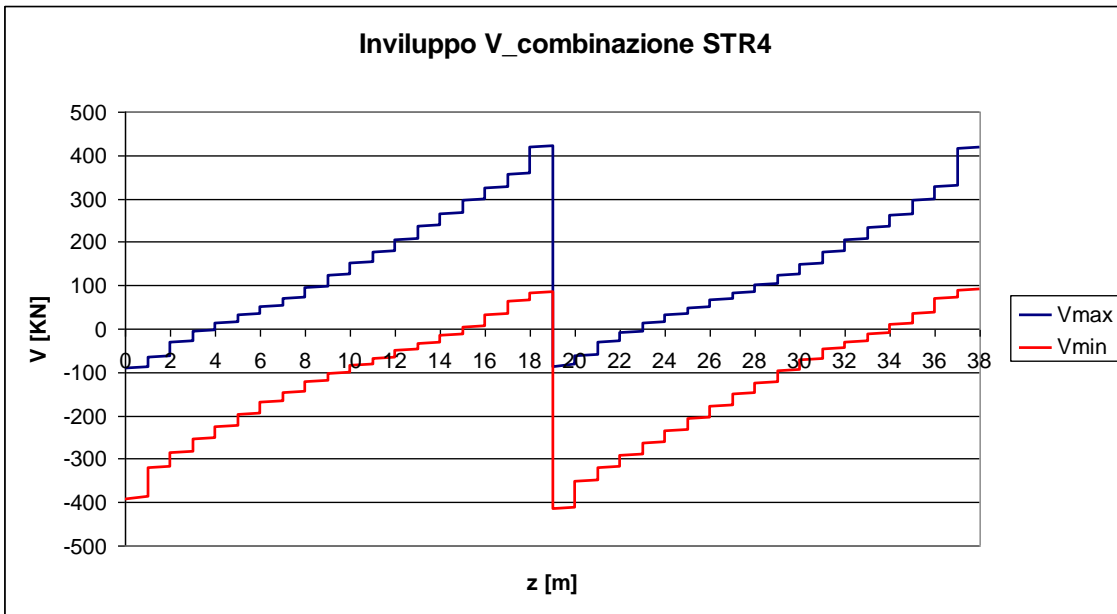
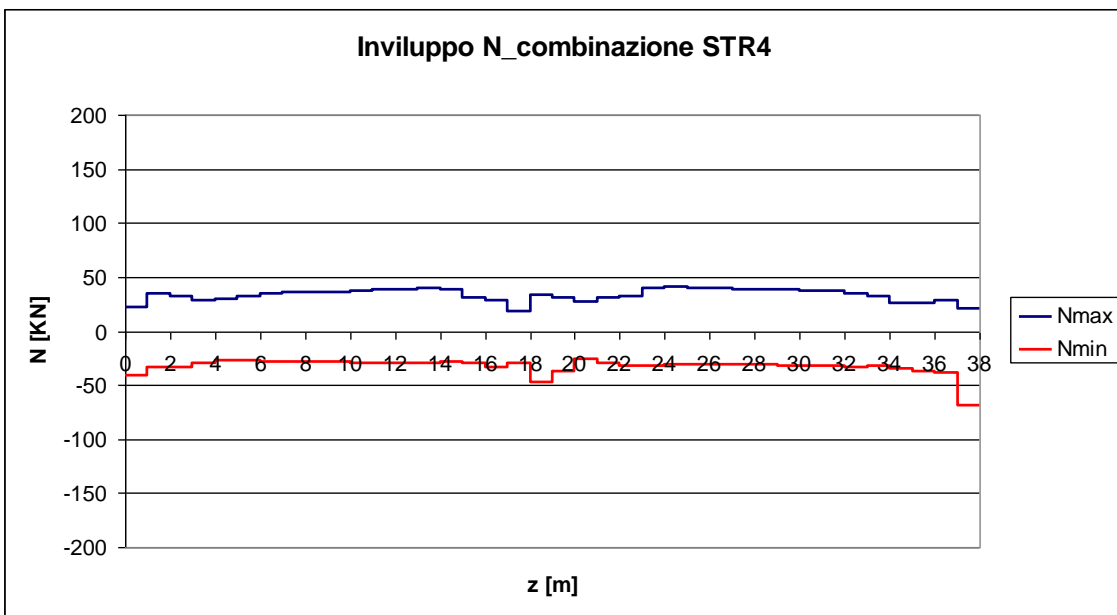


Figura 40 – Momento flettente Combinazione STR4



*Figura 41 – Taglio Combinazione STR4*



*Figura 42 – Sforzo normale Combinazione STR4*

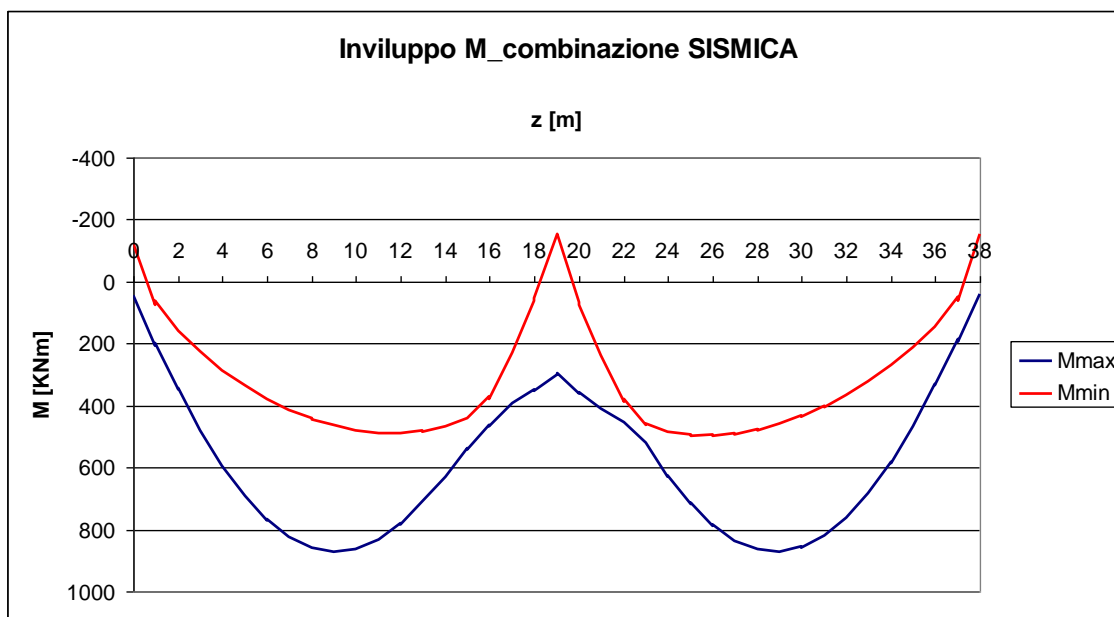


Figura 43 – Momento flettente Combinazione SISMICA

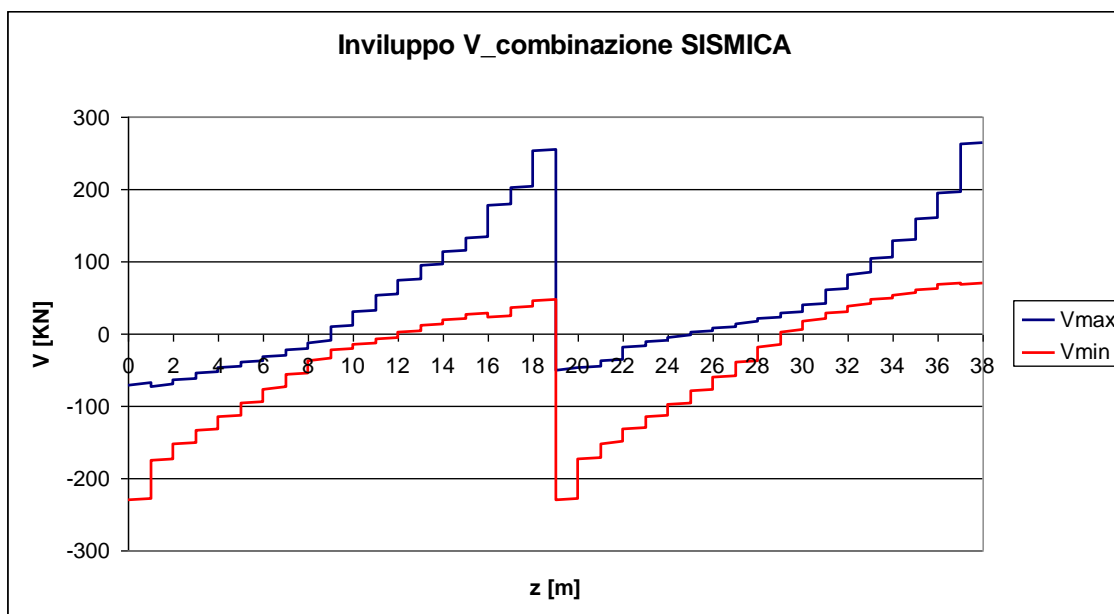
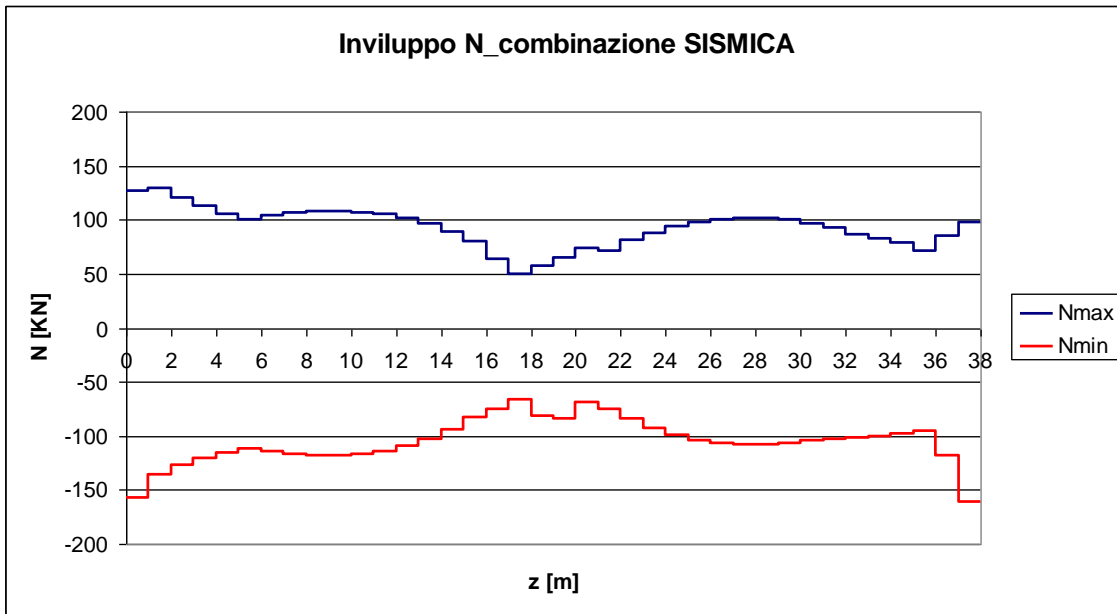


Figura 44 – Taglio Combinazione SISMICA

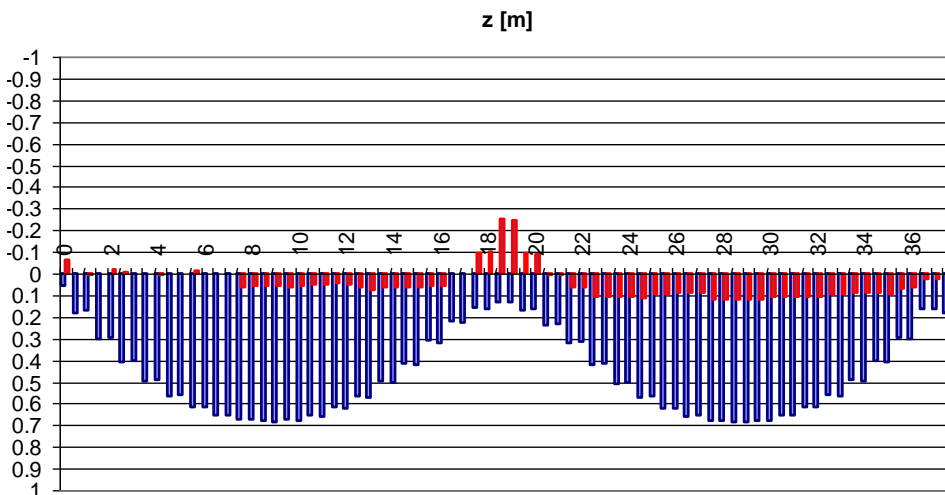


*Figura 45 – Sforzo normale Combinazione SISMICA*

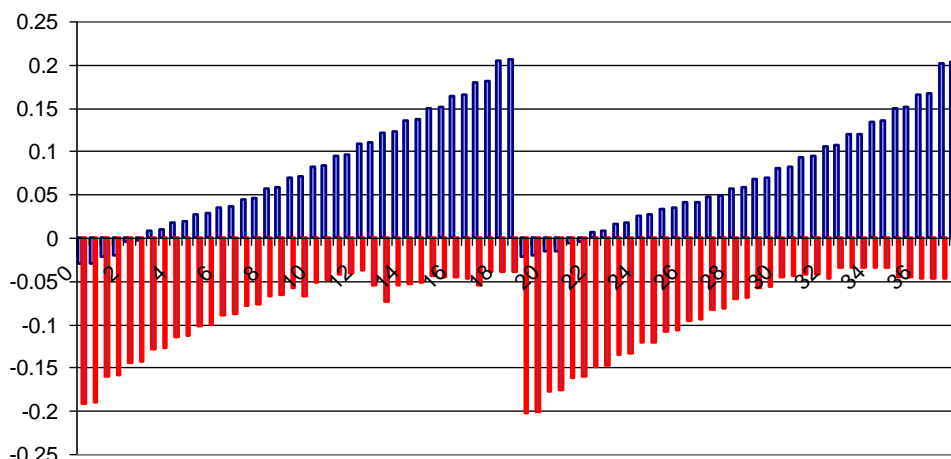
Dai diagrammi precedenti si evince che le sollecitazioni massime agli stati limite ultimi si attingono per la combinazione STR2.

### 9.10.1.3 Verifiche di resistenza

Nei seguenti diagrammi sono riportati i risultati delle verifiche di resistenza effettuate sulle travi maggiormente sollecitate, espressi mediante il rapporto fra la massima sollecitazione riscontrata nella generica sezione e la resistenza.



*Figura 46 – Verifiche a flessione – diagramma  $M/M_{Rd}$*



**Figura 47 – Verifiche a Taglio–diagramma V/V<sub>Rd</sub>**

Le verifiche a flessione ed a taglio sono soddisfatte in quanto i rapporti  $M/M_{Rd}$  e  $V/V_{Rd}$  sono sempre inferiori all'unità. Il rapporto  $V/V_{Rd}$ , inoltre, si mantiene sempre al di sotto di 0.50 e questo implica che l'entità delle sollecitazioni taglianti non influisce sul valore dei momenti resistenti; stesso discorso vale per gli sforzi normali ottenuti dalle analisi, che sono sempre contenuti entro il 10% delle resistenze, e, pertanto, ininfluenti ai fini del calcolo dei momenti resistenti.

#### 9.10.1.4 Verifica di instabilità dei pannelli d'anima

Per quanto i pannelli d'anima, per il profili adottati si ha:

$$h_w/t = 31.3 < 72 \cdot \epsilon = 58.3$$

pertanto, questi, non sono suscettibili di fenomeni di instabilità a taglio e, dunque, le verifiche possono essere omesse.

#### 9.10.1.5 Verifiche di instabilità flessio-torsionale

La verifica di instabilità flessio-torsionale viene condotta solo per la parte di trave con flangia inferiore compressa, situata a cavallo dell'appoggio centrale; questo perché la soletta collaborante, in campata, assume anche il ruolo di ritegno nei confronti di possibili fenomeni di sbandamento laterale della trave.

Nella seguente tabella sono riportati i risultati delle analisi fatte per il calcolo del fattore  $\chi_{LTd}$ , effettuato assumendo che la porzione di trave oggetto della verifica di instabilità flessio-torsionale, abbia ritegni torsionali posti ad una distanza di 2.0 m.

L <sub>cr</sub>	2000
M <sub>cr</sub>	6146
$\bar{\lambda}_{LT,0}$	0.28
$\bar{\lambda}_{LT}$	0.40
$\beta$	0.75
$\alpha_{LT}$	0.34
$\Phi_{LT}$	0.51



$\chi_{LT}$	1.13
$1 / \bar{\lambda}_{LT}^2$	12.45
$\chi_{LTd}$	<b>1.00</b>
ke	0.91
f	0.98
$\chi_{LTd,mof}$	1.02
$\chi_{LTd}$	<b>1.00</b>

Il fattore  $\chi_{LTd}$  è pari ad 1,0. Anche la verifica di instabilità flessione-torsionale, dunque, può ritenersi soddisfatta.

#### 9.10.1.6 Verifiche in esercizio

In questo paragrafo sono riportati i risultati delle verifiche delle travi longitudinali, effettuate in condizioni di esercizio, per le combinazioni di carico esaminate.

#### 9.10.1.7 Verifiche a fessurazione

Si riportano i diagrammi di involucro dei momenti flettenti, ricavati per le travi maggiormente sollecitate, dai quali si evince che il massimo momento flettente (negativo) è sempre inferiore al momento di fessurazione della soletta, pari a  $M_{cr} = 321$  KNm. Pertanto le verifiche a fessurazione sono soddisfatte.

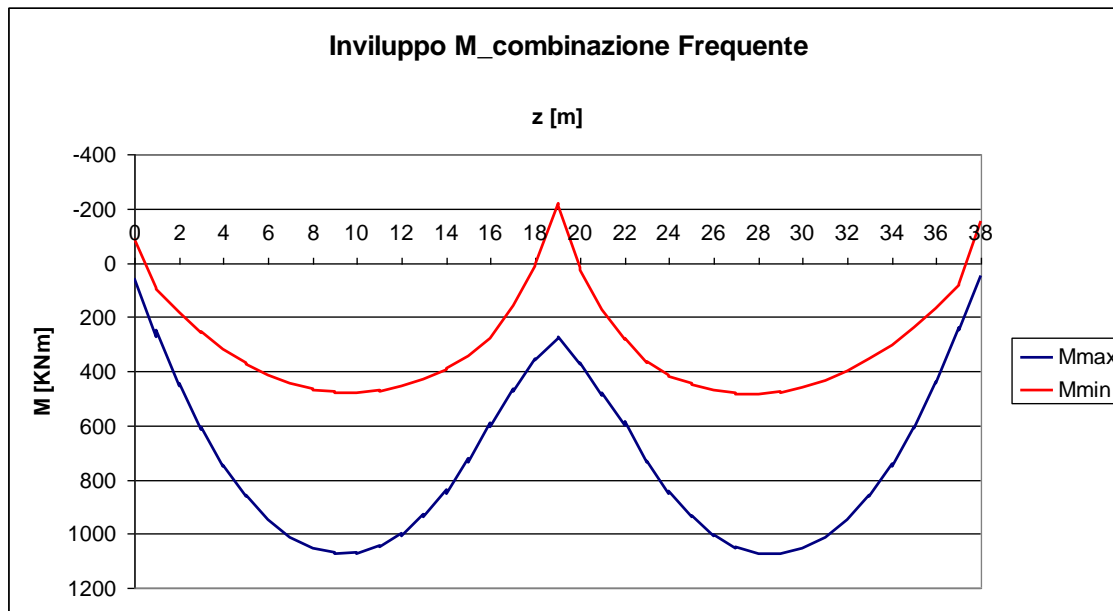
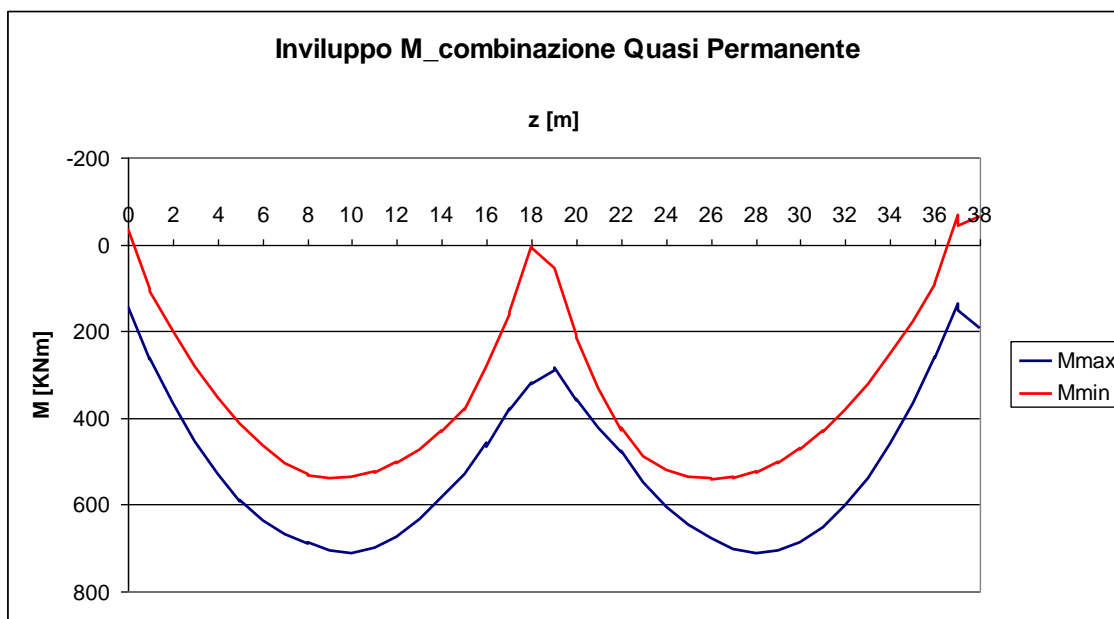


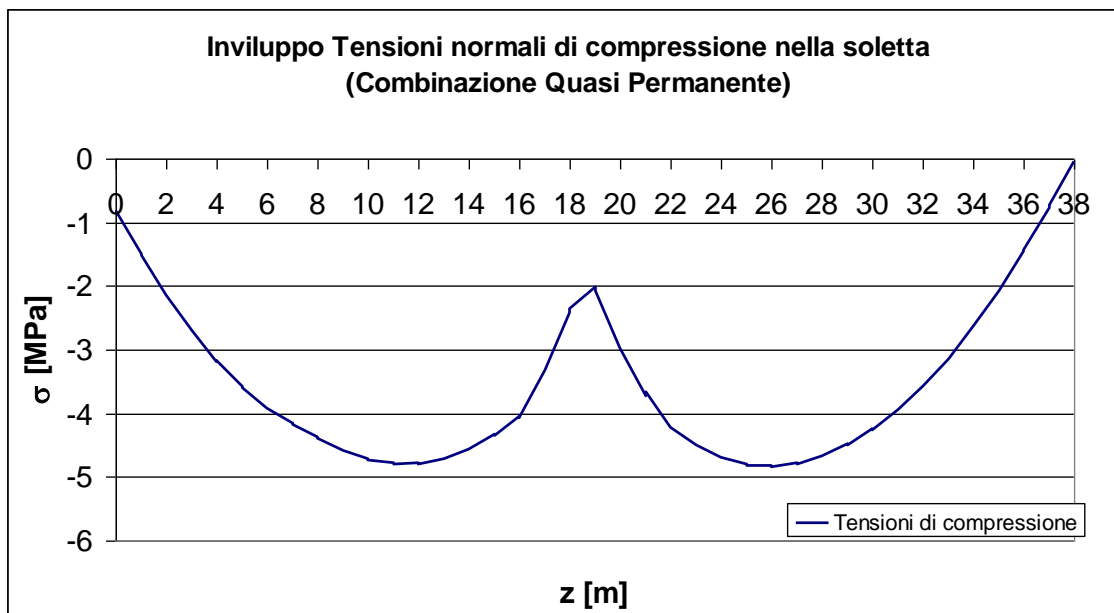
Figura 48 – Momento flettente Combinazione FR



*Figura 49 – Momento flettente Combinazione QP*

#### 9.10.1.8 Verifiche tensionali

Nei diagrammi riportati di seguito sono riportati i valori di involuppo delle tensioni normali di compressione (negative) nella soletta e delle tensioni di compressione (negative) e trazione (positive) nelle travi, ricavati per gli elementi maggiormente sollecitati, per le combinazioni di carico esaminate e per effetto della distorsione applicata all'appoggio centrale.



*Figura 50 – Tensioni di compressione nella soletta Combinazione QP*

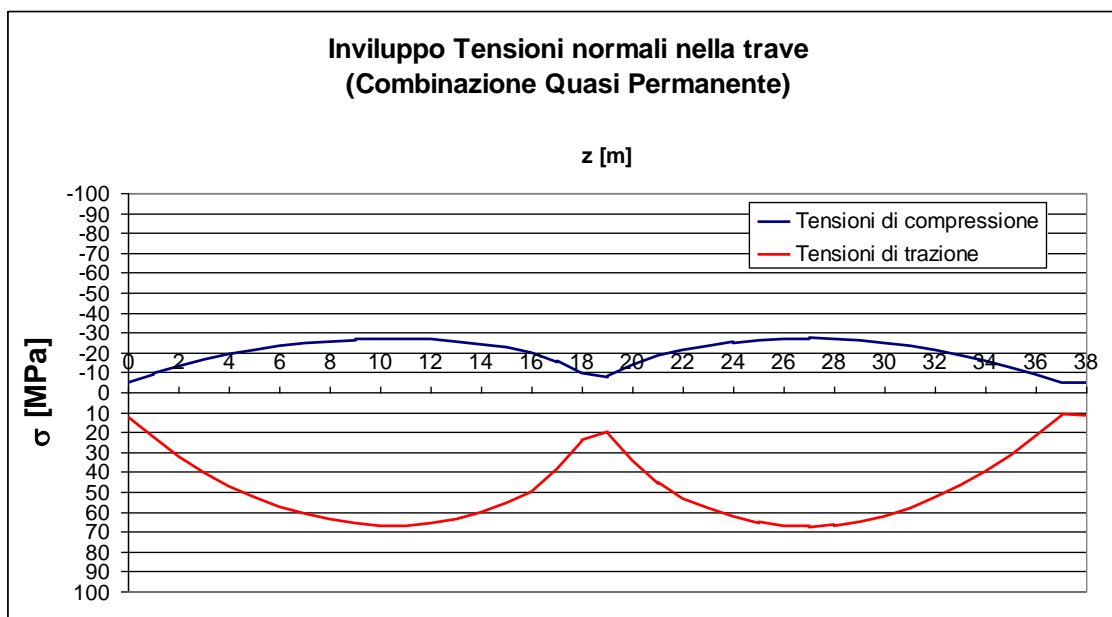


Figura 51 – Tensioni nelle travi Combinazione QP

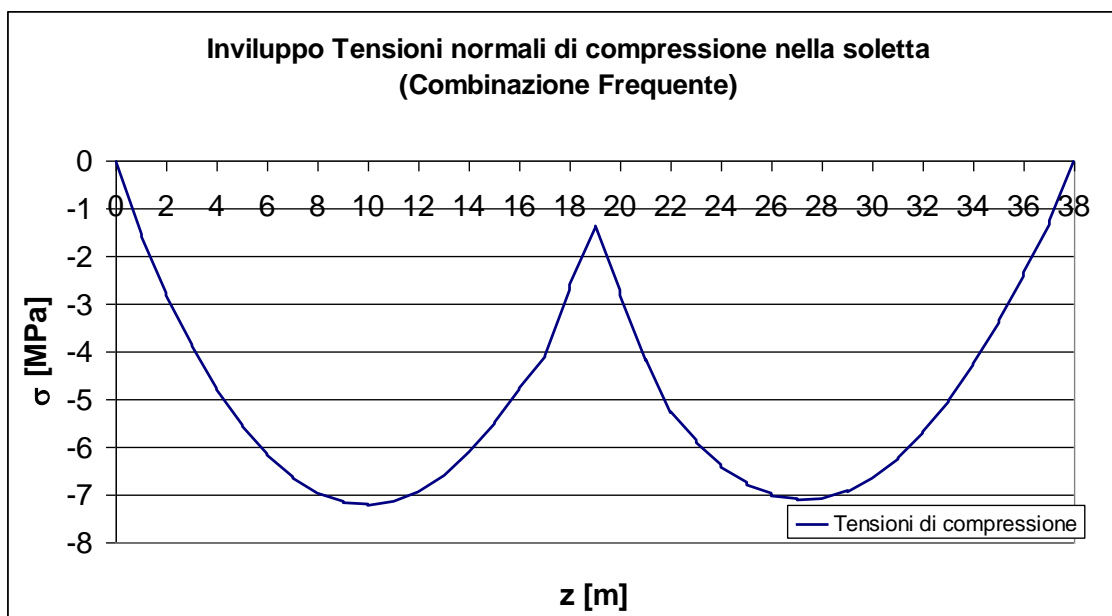


Figura 52 – Tensioni di compressione nella soletta Combinazione FR

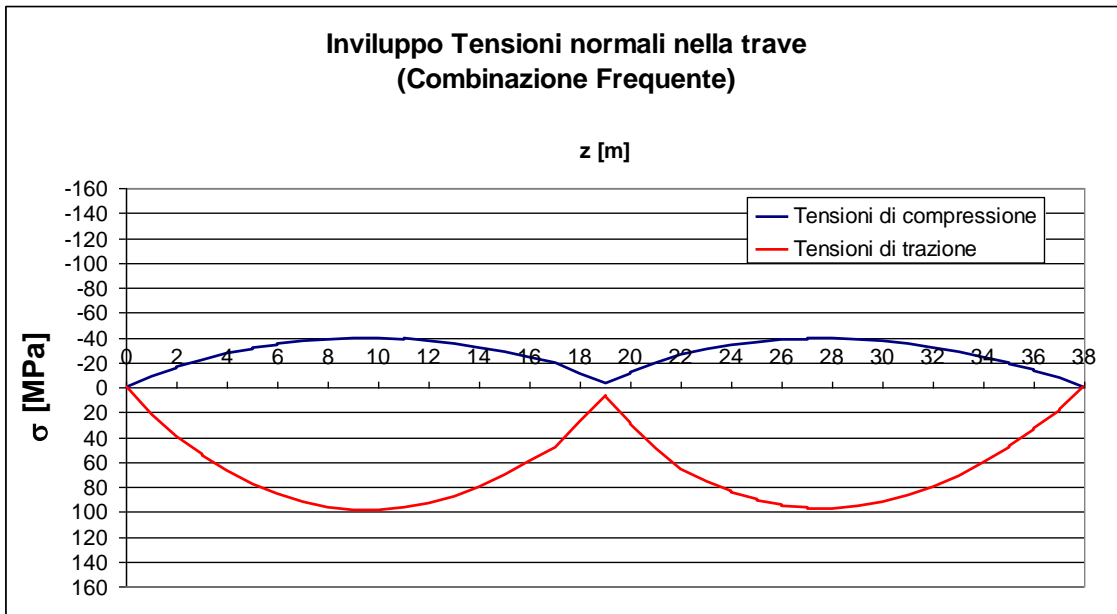


Figura 53 – Tensioni nelle travi Combinazione FR

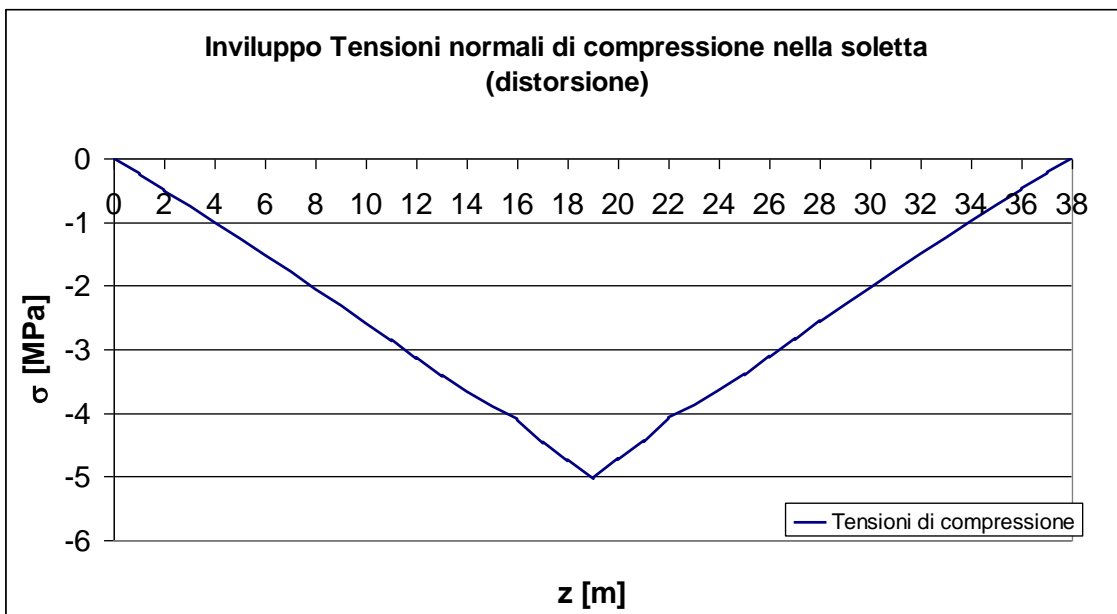
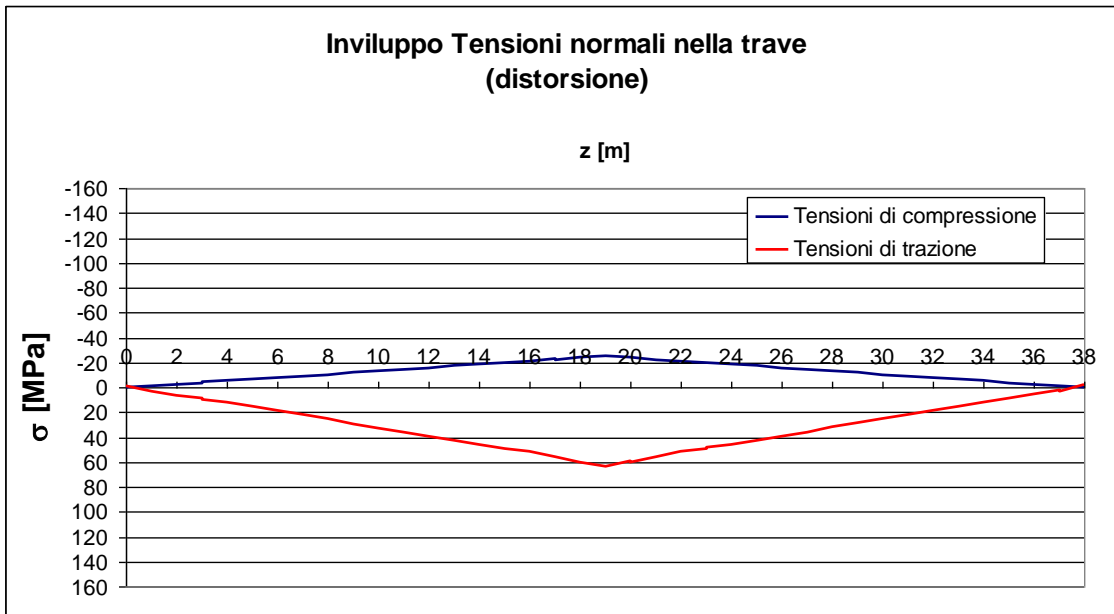


Figura 54 – Tensioni di compressione nella soletta (distorsione)

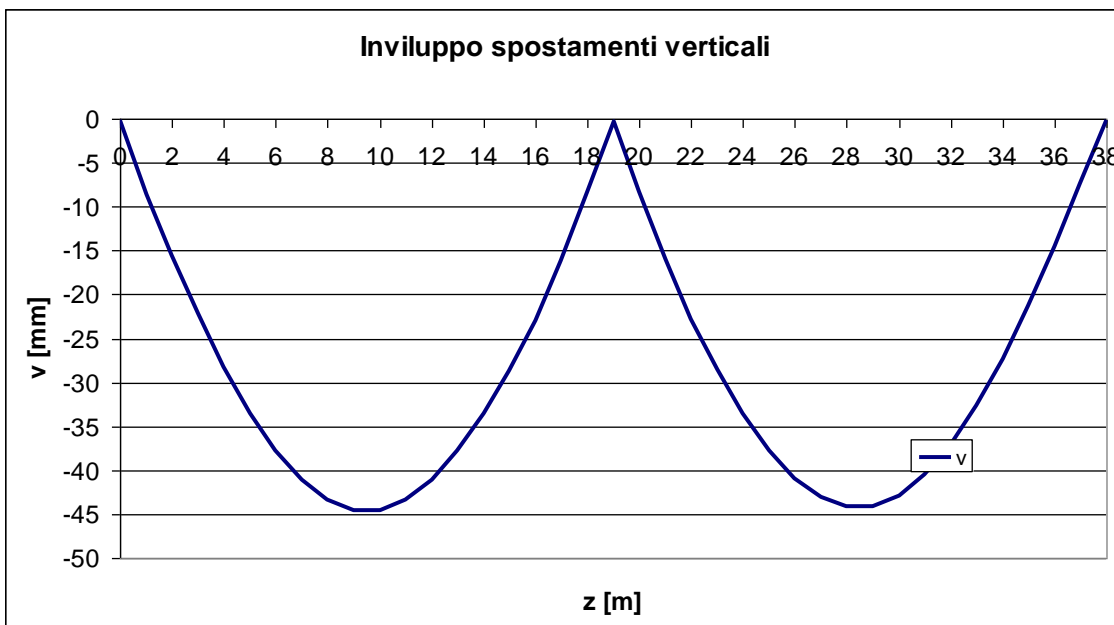


*Figura 55 – Tensioni nelle travi (distorsione)*

Dall'analisi dei diagrammi si evince che le tensioni massime sono sempre inferiori ai limiti stabiliti dalla normativa per le combinazioni di carico esaminate. Le verifiche, dunque, sono soddisfatte.

#### 9.10.1.9 Verifiche di deformabilità

Si riporta il diagramma di involuppo degli spostamenti massimi, valutati al netto della distorsione applicata.



*Figura 56 – Tensioni nelle travi (distorsione)*

Il massimo spostamento è pari a circa 45 mm, ovvero pari a circa  $L/420 < L/400$ ; la verifica, pertanto, è soddisfatta.

### 9.10.2 Verifica delle travi trasversali

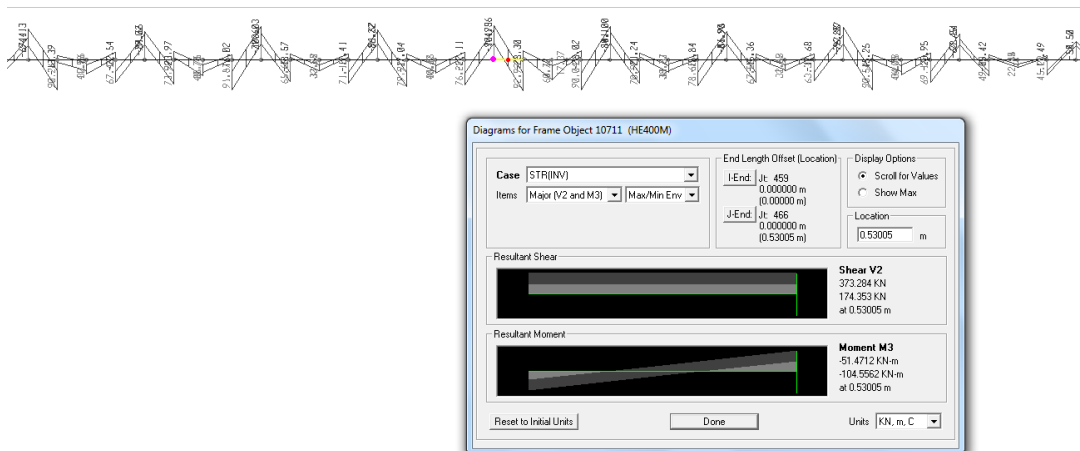
Per la realizzazione delle travi trasversali si prevede l'impiego di un profilo HEM400 sulla pila e di profili HEB400 sulle spalle. I profili sono entrambi di classe 1. Si riportano, di seguito, i risultati delle verifiche.

➤ **HEM400**

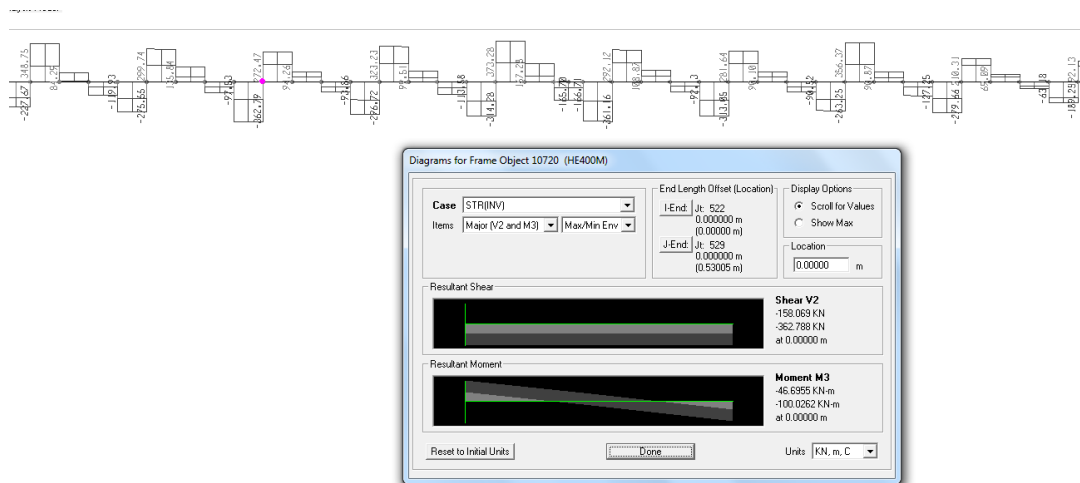
Il profilo impiegato al di sopra della pila si caratterizza per la geometria e per i valori delle resistenze a taglio e flessione riportati nella seguente tabella.

h	432 mm
b	307 mm
t <sub>w</sub>	21 mm
t <sub>f</sub>	40 mm
r	27 mm
A	32578 mm <sup>2</sup>
I <sub>y</sub>	1041190526 mm <sup>4</sup>
W <sub>y</sub>	4820327 mm <sup>3</sup>
W <sub>ply</sub>	5570619 mm <sup>3</sup>
A <sub>v,2</sub>	20062 mm <sup>2</sup>
f <sub>yk</sub>	355 N/mm <sup>2</sup>
γ <sub>MO,1</sub>	1.05
V <sub>Rd</sub>	3916 KN
M <sub>Rd</sub>	1883 KNm

I diagrammi di involucro del momento flettente e del taglio, ricavati per le diverse combinazioni di carico esaminate, sono i seguenti.



**Figura 57 – Involuppo diagramma del momento flettente (INV\_STR)**



**Figura 58 – Involuppo diagramma del taglio (INV\_STR)**

Si riportano, ora, i risultati delle verifiche.

$M_{max}$	105 KNm
$V_{max}$	363 KN
$M_{max}/M_{Rd}$	0.06
$V_{max}/V_{Rd}$	0.19

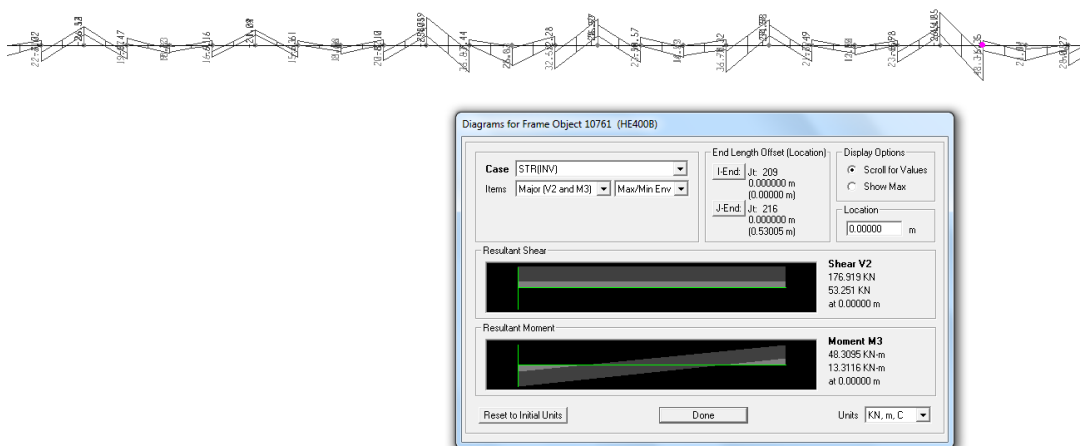
I valori dei rapporti  $V_{max}/V_{Rd}$  e  $M_{max}/M_{Rd}$  sono inferiori all'unità, pertanto le verifiche sono soddisfatte.

➤ HEB400

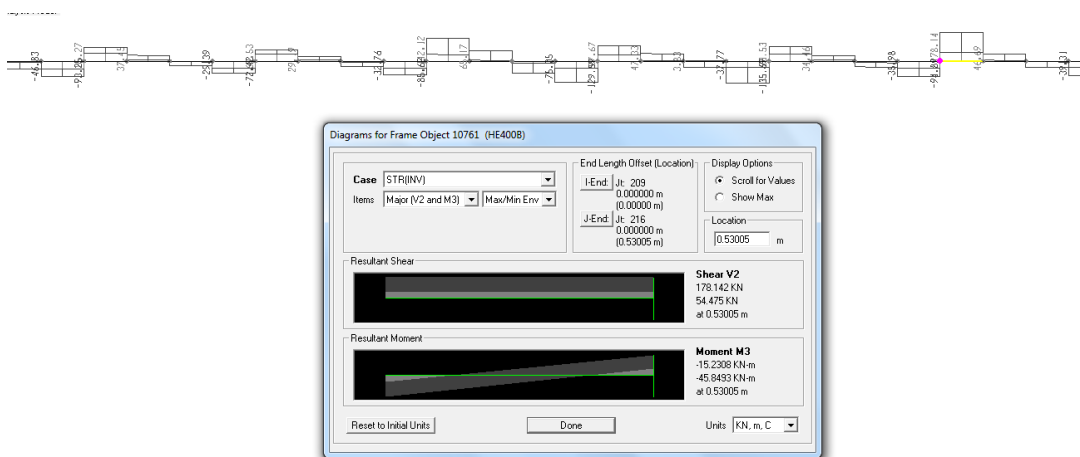
Il profilo impiegato al di sopra delle spalle si caratterizza per la geometria e per i valori delle resistenze a taglio e flessione riportati nella seguente tabella.

h	400 mm
b	300 mm
$t_w$	13.5 mm
$t_f$	24 mm
r	27 mm
A	19778 mm <sup>2</sup>
$I_y$	576804819 mm <sup>4</sup>
$W_y$	2884024 mm <sup>3</sup>
$W_{ply}$	3231739 mm <sup>3</sup>
$A_{v,2}$	11732 mm <sup>2</sup>
$f_{yk}$	355 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_{M0,1}$	1.05
$V_{Rd}$	2290 KN
$M_{Rd}$	1093 KNm

I diagrammi di involucro del momento flettente e del taglio, ricavati per le diverse combinazioni di carico esaminate, sono i seguenti.



*Figura 59 – Involucro diagramma del momento flettente (INV\_STR)*



*Figura 60 – Involucro diagramma del taglio (INV\_STR)*

Si riportano, ora, i risultati delle verifiche.

$M_{max}$	48 KNm
$V_{max}$	178 KN
$M_{max}/M_{Rd}$	0.04
$V_{max}/V_{Rd}$	0.16

I valori dei rapporti  $V_{max}/V_{Rd}$  e  $M_{max}/M_{Rd}$  sono inferiori all'unità, pertanto le verifiche sono soddisfatte.

### 9.10.3 Verifiche della soletta

Le verifiche della soletta sono state considerando un modello di trave continua con campate di luce pari all'interasse fra le travi longitudinali (0.50 m).

I carichi agenti sulla struttura sono:

peso proprio soletta



$$g_1 = 7.50 \text{ KN/m}^2$$

peso proprio pavimentazione (nella zona maggiormente sollecitata  $s_p = 95 \text{ cm}$ )

$$g_2 = 17.1 \text{ KN/m}^2$$

carichi variabili: si considera un valore del carico pari all'azione dovuta al passaggio del tandem relativo allo schema di carico 1 (150 KN a ruota) ripartita su un'area di impronta ottenuta considerando una diffusione a 45°, in senso longitudinale, attraverso lo spessore minimo della pavimentazione (25 cm) ed il semispessore della soletta (15 cm). Tale carico, si assume, cautelativamente, distribuito sull'intera luce della trave.

$$q = 150 / (1.00 \times 1.20) = 125 \text{ KN/m}^2$$

Il carico agente ai fini delle verifiche agli SLU è stato calcolato come:

$$q_{slu} = 1.35 \times (7.50 + 17.1) + 1.35 \times (125) = 203 \text{ KN/m}^2$$

Il carico agente ai fini delle verifiche agli SLE è stato calcolato come:

$$q_{sle} = 7.50 + 17.1 + 125 = 150 \text{ KN/m}^2$$

La soletta, di spessore pari a 30 cm, è armata con barre  $\Phi 20/20$  disposte sia all'intradosso, che all'estradosso.

### Verifiche SLU

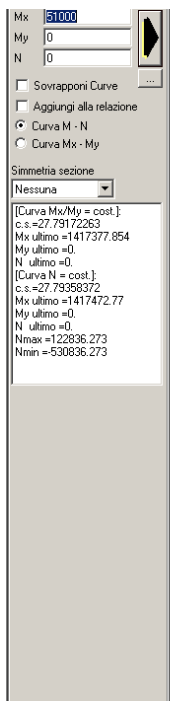
Le sollecitazioni di verifica sono:

$$M_{max} = q_{slu} L^2 / 10 = 5.1 \text{ KNm}$$

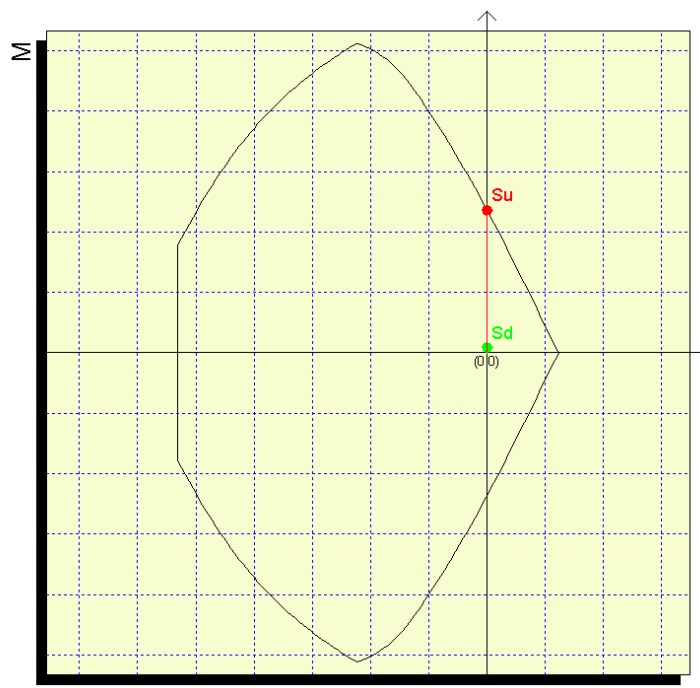
$$T_{max} = q_{slu} L = 102 \text{ KN}$$

Le verifiche porgono i seguenti risultati.

### Verifica a flessione



Mx: 51000  
 My: 0  
 N: 0  
 Sovrapponi Curve  
 Aggiungi alla relazione  
 Curva M - N  
 Curva Mx - My  
 Simmetria sezione: Nessuna  
 [Curva Mx/My = cost.]:  
 c.s. = 27.79172263  
 Mx ultimo = 1417377.854  
 My ultimo = 0  
 N ultimo = 0  
 [Curva N = cost.]:  
 c.s. = 27.79358372  
 Mx ultimo = 1417472.77  
 My ultimo = 0  
 N ultimo = 0  
 Nmax = 122836.273  
 Nmin = 530836.273



Il coefficiente di sicurezza nei confronti della rottura per flessione è pari a 28. Il quantitativo di armatura longitudinale disposto, risulta comunque necessario ai fini della resistenza a taglio della sezione, nella quale non si prevedono armature integrative dedicate all'assorbimento di tale sollecitazione.

#### 9.10.3.1 Verifica a taglio

La verifica a taglio è stata eseguita con l'ausilio di un foglio di calcolo strutturato ad hoc. Il coefficiente di sicurezza a taglio è pari a 1.45.

##### Geometria Sezione

<b>H=</b>	<b>0.30</b>	m	Altezza della Sezione
<b>B=</b>	<b>1.00</b>	m	Larghezza della Sezione
<b>A<sub>c</sub>=</b>	0.30	m <sup>2</sup>	Area della Sezione (non omogeneizzata)
<b>n=</b>	<b>15</b>		Coefficiente di omogeneizzazione
<b>A<sub>id</sub>=</b>	0.35	m <sup>2</sup>	Area della Sezione (omogeneizzata)
<b>x<sub>g</sub>=</b>	0.15	m	Distanza del Baricentro dell'intera sezione rispetto al lembo compresso
<b>I<sub>g</sub>=</b>	0.00	m <sup>4</sup>	Momento di Inerzia dell'intera sezione rispetto al lembo compresso
<b>W<sub>sup</sub>=</b>	0.02	m <sup>3</sup>	
<b>e<sub>lim,cls</sub>=</b>	0.05	m	Eccentricità massima di decompressione fibra inferiore del cls
<b>e<sub>1-lim,acc</sub>=</b>	0.07	m	Eccentricità massima di decompressione della prima fila di barre
<b>e<sub>2-lim,acc</sub>=</b>	0.07	m	Eccentricità massima di decompressione della seconda fila di barre

##### Armatura Longitudinale Tesa

###### I° Strato

<b>n° barre=</b>	<b>5</b>		Numero Barre
<b>ϕ=</b>	<b>20</b>	mm	Diametro Barre dello strato
<b>A<sub>f</sub>=</b>	0.00157	m <sup>2</sup>	Area Armatura dello strato
<b>C<sub>teso</sub>=</b>	<b>0.04</b>	m	Copriferro Armatura Tesa dal Lembo Teso (Asse Barre)

##### Armatura Longitudinale Compressa

###### I° Strato

<b>n° barre=</b>	<b>5</b>		Numero Barre
<b>ϕ=</b>	<b>20</b>	mm	Diametro Barre dello strato
<b>A<sub>f</sub>=</b>	0.00157	m <sup>2</sup>	Area Armatura dello strato
<b>C<sub>comp</sub>=</b>	<b>0.04</b>	m	Copriferro Armatura Compressa dal Lembo Compresso (Asse Barre)

##### Caratteristiche del Calcestruzzo

<b>f<sub>ck</sub>=</b>	<b>33</b>	Mpa	Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
<b>f<sub>ctm</sub>=</b>	3.09	Mpa	Resistenza media a Trazione del calcestruzzo

$f_{ctk,0.05} =$	2.16	Mpa	Resistenza Caratteristica a Trazione del calcestruzzo
$f_{ctk,0.95} =$	3.70	Mpa	Resistenza Trazione per Flessione del calcestruzzo
$\gamma_c =$	<b>1.6</b>		Coefficiente parziale di sicurezza sul calcestruzzo
$f_{cd} =$	20.63	Mpa	Resistenza a Compressione di calcolo
$f_{ctd} =$	1.35	Mpa	Resistenza a Trazione di calcolo

#### Caratteristiche dell'Acciaio

$f_{uk} =$	<b>560</b>	Mpa	Resistenza caratteristica di rottura
$f_{yk} =$	448	Mpa	Resistenza caratteristica di snervamento
$\gamma_s =$	<b>1.15</b>		Coefficiente parziale di sicurezza sull'acciaio
$f_{yd} =$	389.57	Mpa	Resistenza di calcolo

#### Verifica per Elementi che non richiedono Armatura a Taglio

$d =$	0.26	m	Altezza Utile della sezione
$b_w =$	1.00	m	Larghezza della membratura resistente a taglio
$k =$	1.88		
$A_{sI} =$	0.00157	m <sup>2</sup>	Area dell'armatura longitudinale di trazione ancorata secondo normativa
$\rho =$	0.01		$A_{sI}/(b_w d)$
$N_{Ed} =$	0.0	kN	Forza assiale dovuta ai carichi o alla precompressione (Positivo di Compressione)
$\sigma_{cp} =$	0.00	Mpa	$N_{Ed}/A_{id}$
$v_{min} =$	0.52	MPa	
$V_{Rd,c-min} =$	134.44	kN	
$V_{Rd,c} =$	<b>148.88</b>	kN	Taglio Ultimo

**VERIFICATO - non è necessaria armatura a taglio**

#### Verifiche SLE

Le sollecitazioni di verifica sono:

$$M_{max} = q_{sle} L^2 / 10 = 3.7 \text{ KNm}$$

La modesta entità della sollecitazione massima consente di omettere le verifiche agli stati limite di esercizio, in quanto ampiamente soddisfatte.

## 10 MODELLI DI CALCOLO E METODI DI ANALISI SPALLE

Per le verifiche dei singoli elementi della spalla (pali, platea di fondazione ed elevazioni) è stata effettuata un'analisi dei carichi agenti sul piano appoggi e allo spiccato della fondazione

Per la valutazione delle azioni agenti sulle singole parti della struttura, quali muro paraghiaia, muro frontale e muri laterali è stato implementato un foglio di calcolo appositamente realizzato in cui tutti gli elementi sono modellati come delle mensole incastrate alla base.

Le sollecitazioni di verifica della spalla sono state determinate a partire dai valori delle risultanti delle azioni trasmesse dall'impalcato alla quota degli apparecchi di appoggio alle quali vanno combinate le azioni determinate dalle spinte del terreno di riempimento e del sovraccarico in condizioni sia statiche che sismiche e le azioni date dalle forze di inerzia e dal peso proprio delle sottostrutture.

Tutti i muri sono considerati sconnessi fra loro quindi le azioni provenienti dall'impalcato sono applicate solamente al muro frontale.

Per la valutazione degli scarichi dell'impalcato è stato implementato un modello agli elementi finiti ed è stata eseguita una analisi sismica dinamica lineare adottando uno spettro di risposta sismica allo SLV (Stato limite di salvaguardia della vita) ed un fattore di struttura  $q=1$ . Nella configurazione post-intervento lo spettro è stato calcolato adottando un fattore di smorzamento viscoso degli apparecchi di appoggio pari al 15%. Per i dettagli del modello di calcolo adottato per l'impalcato si rimanda all'elaborato specifico.

Per quanto riguarda invece le sollecitazioni sui pali di fondazione a partire dalle azioni risultanti nel baricentro del plinto alla quota di intradosso, sono stati calcolati, per ciascuna combinazione di carico, gli sforzi assiali e di taglio in testa ai pali di fondazione utilizzando una ripartizione rigida.

Per la verifica degli elementi (parte in elevazione e pali di fondazione) sono stati adottati i criteri esposti al paragrafo 1. Per il plinto di fondazione, si è utilizzato invece un modello tirante-puntone per l'analisi e la verifica dello zoccolo anteriore al muro frontale.

Nelle tabelle riportate nei successivi paragrafi, i valori delle risultanti delle azioni trasmesse dagli impalcati agli apparecchi di appoggio di estremità sono indicati con:

- $T_L$  = risultante delle azioni orizzontali dirette lungo l'asse longitudinale dell'impalcato (taglio longitudinale);
- $T_T$  = risultante delle azioni orizzontali dirette lungo l'asse trasversale dell'impalcato (taglio trasversale);
- $N$  = risultante delle azioni verticali (sforzo normale);
- $M_T$  = risultante delle azioni flettenti che provocano flessione nel piano ortogonale all'asse longitudinale dell'impalcato (momento trasversale);
- $M_L$  = risultante delle azioni flettenti che provocano flessione nel piano parallelo all'asse longitudinale dell'impalcato (momento longitudinale).

## 10.1 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI IN TESTA PALI

Per ricavare le sollecitazioni agenti nei pali di fondazione è stato considerato un modello di plinto rigido, in cui l'azione assiale nei pali viene valutata assumendo una rotazione rigida del plinto (palo impedito di ruotare in testa), tenendo poi conto, in maniera approssimata mediante la definizione di un apposito coefficiente, degli effetti flessionali sui pali dovuti ai carichi trasmessi dalla spalla, come mostrato nelle immagini riportate alla pagina successiva.

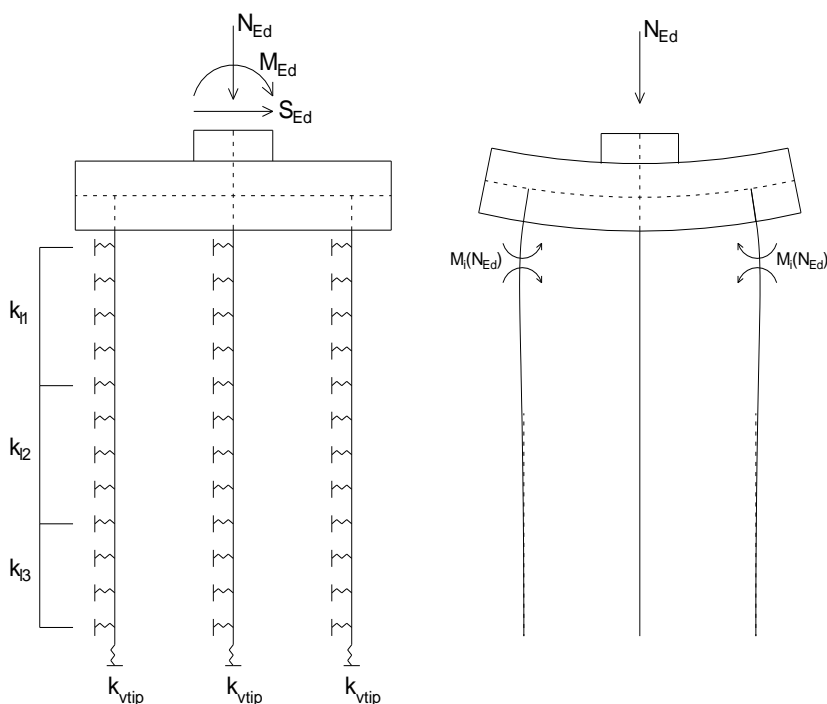
Lo sforzo normale nei pali è quindi calcolato come segue:

$$N_i = \frac{N_{Ed}}{n} \pm \frac{(M_{Ed})d_i}{\sum_i d_i^2}$$

Le azioni di taglio sono suddivise equamente tra i pali, mentre il momento agente a quota testa pali è direttamente proporzionale al taglio mediante un coefficiente  $\alpha$  (espresso in metri):

$$M_i(V_{Ed}) = \alpha \frac{V_{Ed}}{n}$$

Il coefficiente  $\alpha$  dipende principalmente dalle caratteristiche di rigidità relative palo-terreno e, generalmente, fornisce un valore del momento sollecitante conservativo. Fissato il diametro del palo,  $\alpha$  dipende quindi dalla rigidità del terreno.



**Figura 3 – Modello del plinto su pali ed effetto flessionale su pali dovuto al carico assiale agente sul plinto (a destra)**

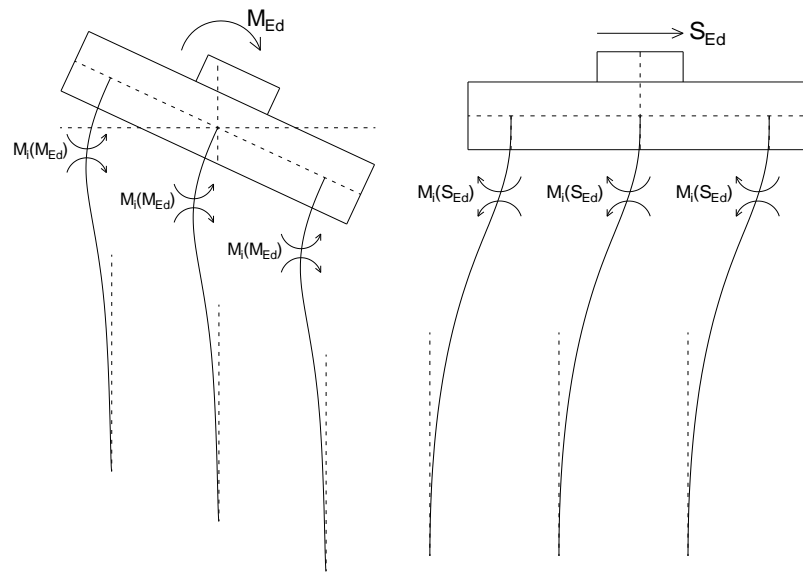


Figura 4 – Effetto flessionale sui pali dovuti al momento flettente (a sinistra) e al taglio (a destra) agenti sul plinto

## 11 CRITERI DI VERIFICA

I criteri generali di verifica utilizzati per la valutazione delle capacità resistenti delle sezioni, per la condizione SLU, e per le massime tensioni nei materiali nonché per il controllo della fessurazione, relativamente agli SLE, sono quelli definiti al p.to 4.1.2 del DM 17.01.18.

### 11.1 VERIFICA AGLI SLU: PRESSOFLESSIONE E TAGLIO

Le verifiche a pressoflessione vengono condotte confrontando le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando il corrispondente fattore di sicurezza (CS) come rapporto tra la sollecitazione resistente e la massima agente.

Nelle combinazioni di SLU, si è dunque controllato il rispetto della condizione:

$$S_{Rd}/S_{Ed} \geq 1$$

Con:

- $S_{Rd}$ : la capacità resistente della sezione (a pressoflessione / taglio)
- $S_{Ed}$ : la sollecitazione di domanda (a pressoflessione / taglio)

#### 11.1.1 Verifica a pressoflessione

Le verifiche flessionali allo SLU sono state eseguite adottando le seguenti ipotesi:

- Conservazione delle sezioni piane;
- Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- Resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- Rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- Rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima;

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura sono state dedotte a partire dalle deformazioni, utilizzando i rispettivi diagrammi tensione-deformazione.

Per quanto attiene la legge  $\sigma$ - $\epsilon$  del calcestruzzo si è utilizzata una curva parabola-rettangolo, considerando solo la porzione compressa e con  $\epsilon_{c2}=0,2\%$  e  $\epsilon_{cu}=0,35\%$ .

Per quanto riguarda l'acciaio si è assunto un diagramma bilineare elastico-perfettamente plastico indefinito.

#### 11.1.2 Verifica a taglio

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dalla NTC2018 al 4.1.2.3.5.

Per il calcolo della capacità degli elementi strutturali non dotati di specifiche armature trasversali resistenti a taglio si adotta la seguente formulazione:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[ 0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_c \right] \cdot b_w \cdot d; (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

con:

$f_{ck}$  è espresso in MPa;

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

In cui:

- $d$ : altezza utile della sezione (in mm);
- $\rho_1 = A_{sl}/(b_w \cdot d)$ : rapporto geometrico di armature longitudinale tesa ( $\leq 0.02$ );
- $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$  [MPa]: tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 f_{cd}$ );
- $b_w$ : larghezza minima della sezione (in mm);

Per il calcolo della capacità degli elementi strutturali dotati di specifiche armature trasversali resistenti a taglio si adotta la schematizzazione a traliccio mediante le seguenti formule:

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

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione"  $V_{Rsd}$  si calcola come:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo, la resistenza di progetto a "taglio compressione"  $V_{Rcd}$  si calcola come:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v f_{cd} \frac{(ctg\alpha + ctg\theta)}{(1 + ctg^2\theta)}$$

In cui:

- $d$ : altezza utile della sezione (in mm);
- $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$  [MPa]: tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 f_{cd}$ );
- $b_w$ : larghezza minima della sezione (in mm);
- $A_{sw}$ : area dell'armatura trasversale;
- $s$ : interasse tra due armature trasversali consecutive;
- $\alpha$ : angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse;
- $v f_{cd}$ : resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $v = 0.5$ );
- $\alpha_c$ : coefficiente maggiorativo pari a:
  - 1 per membrane non compresse
  - $1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$  per  $0 \leq \sigma_{cp} \leq 0.25 f_{cd}$
  - 1.25 per  $0.25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.50 f_{cd}$
  - $2.5 (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$  per  $0.5 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd}$
- $\theta$ : inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave. In particolare, il valore dell'angolo  $\theta$  deve rispettare i seguenti limiti:  $1 \leq ctg\theta \leq 2.5$



## 11.2 VERIFICA AGLI SLE: LIMITAZIONE DELLE TENSIONI E FESSURAZIONE

Il controllo delle tensioni nei materiali viene effettuato supponendo una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare.

### 11.2.1 Verifica delle tensioni di esercizio

La massima tensione di compressione del cls deve rispettare la limitazione (vedi punto 4.1.2.2.5 del D.M. 2018):

- $\sigma_{c,max} < 0.60 f_{ck}$  per combinazione caratteristica (rara);
- $\sigma_{c,max} < 0.45 f_{ck}$  per combinazione quasi permanente;

La massima tensione di trazione dell'acciaio deve rispettare la limitazione:

- $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$  per combinazione caratteristica (rara).

### 11.2.2 Verifica di fessurazione

Si verifica che il valore caratteristico di apertura delle fessure  $w_k$  non superi i limiti di normativa. L'ampiezza caratteristica delle fessure è calcolata come 1.7 volte il prodotto della deformazione media delle barre d'armatura  $\varepsilon_{sm}$  per la distanza media tra le fessure  $\Delta_{sm}$ :

$$w_k = 1.7 \cdot \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Per lo stato limite di apertura delle fessure si considerano le seguenti combinazioni:

Combinazioni quasi permanenti;

Combinazioni frequenti.

Si adottano i seguenti limiti in funzione della combinazione di carico considerata:

- $w_1 = 0.2$  mm per combinazione dei carichi quasi permanente;
- $w_2 = 0.3$  mm per combinazione dei carichi frequente.

## 12 VERIFICA DELLE SOTTOSTRUTTURE

Nel seguente capitolo si riportano le verifiche delle sottostrutture.

Le sollecitazioni di calcolo sono state ottenute a partire dagli scarichi globali provenienti dall'impalcato.

### 12.1 VERIFICHE DELLA PILA

Nel seguente paragrafo si riportano le verifiche del fusto, del plinto, e dei micropali della pila. Le sollecitazioni di verifica sono state calcolate a partire dagli scarichi provenienti dall'impalcato.

#### 12.1.1 Verifiche fusto

Dal modello di calcolo dell'impalcato, per le varie combinazioni di carico esaminate, sono stati ricavati i seguenti valori delle azioni risultanti, applicate a quota testa pila.

SOLLECITAZIONI TESTA PILA						
PILA4	Ned	Med,y	Med,x	Ved,y	Ved,x	Med,tor
Condizione / Combinazione	Axial (kN)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)
STR1 (max)	17652.45	3310.50	10051.35	642.95	642.95	146.97
STR1 (min)	17389.42	3249.93	10059.82	631.10	631.10	174.50
STR2 (max)	17652.45	3382.08	10051.78	656.93	642.95	146.97
STR2 (min)	17389.42	3321.93	10060.67	645.07	631.10	174.50
STR3 (max)	17652.87	10015.35	12441.89	1944.54	1104.20	209.24
STR3 (min)	17389.42	10062.79	12449.51	1953.85	1092.35	181.70
STR4 (max)	17652.45	3364.29	10051.78	653.12	642.95	146.97
STR4 (min)	17389.42	3304.14	10060.67	641.68	631.10	174.50
G+EX+0.3EY+0.3EZ	14362.28	6952.63	26331.06	1349.87	3663.32	752.65
G+0.3EX+EY+0.3EZ	14362.28	18867.20	13769.31	3663.74	1349.87	1497.69
G+0.3EX+0.3EY+EZ	16614.74	7175.00	15604.99	1393.07	1393.07	1108.44
FR (max)	13091.20	1676.85	6626.50	325.71	318.09	107.16
FR (min)	12865.87	1642.54	6651.49	318.94	311.31	130.88
QP (max)	13072.56	1634.49	6628.62	317.24	317.24	109.28
QP (min)	12884.50	1605.69	6649.37	311.74	311.74	128.76

Il calcolo delle sollecitazioni massime a quota spiccato pila è stato effettuato tenendo conto dei contributi derivanti dal peso proprio della pila e dai momenti di trasporto delle azioni orizzontali valutate a quota testa fusto. Per il calcolo del contributo alle sollecitazioni sismiche, cautelativamente, si è considerata la massa dell'intera pila, applicata in corrispondenza della sezione di testa del fusto, ed eccitata con la massima accelerazione di progetto in campo elastico; nella seguente tabella sono riepilogati i parametri utilizzati per il calcolo delle sollecitazioni a quota spiccato pila.

#### Pila

L	19.00 m	lunghezza fusto pila
s	1 m	spessore fusto pila

H	5.15 m	altezza fusto pila
Peso pila	2446 KN	peso proprio fusto pila
z	5.15 m	quota di applicazione della massa della pila
<b>Plinto</b>		
L	20.40 m	lunghezza plinto pila
s	1.5 m	spessore plinto pila
H	4 m	larghezza plinto pila
Peso plinto	3060 KN	peso proprio plinto pila
z	0.75 m	quota di applicazione della massa del plinto
agh	0.77 g	accelerazione orizzontale sulla pila
agv	0.358 g	accelerazione verticale sulla pila

Si riportano, ora, i valori delle sollecitazioni a quota spiccato pila.

SPICCATO PILA						
COMBINAZIONI		N	Mlong	Mtrasv	Tlong	Ttrasv
		KN	kNm	kNm	KN	KN
SLE	QP (max)	13072.6	1634.5	6628.6	317.2	317.2
	FR (max)	13091.2	1676.8	6626.5	325.7	318.1
	FR (min)	12865.9	1642.5	6651.5	318.9	311.3
SLU (STR)	STR1 (max)	17652.4	3310.5	10051.4	643.0	643.0
	STR1 (min)	17389.4	3249.9	10059.8	631.1	631.1
	STR2 (max)	17652.4	3382.1	10051.8	656.9	643.0
	STR2 (min)	17389.4	3321.9	10060.7	645.1	631.1
	STR3 (max)	17652.9	10015.4	12441.9	1944.5	1104.2
	STR3 (min)	17389.4	10062.8	12449.5	1953.9	1092.3
	STR4 (max)	17652.4	3364.3	10051.8	653.1	643.0
	STR4 (min)	17389.4	3304.1	10060.7	641.7	631.1
SISMA (SLV)	G+EX+0.3EY+0.3EZ	14362.3	6952.6	26331.1	1349.9	3663.3
	G+0.3EX+EY+0.3EZ	14362.3	18867.2	13769.3	3663.7	1349.9
	G+0.3EX+0.3EY+EZ	16614.7	7175.0	15605.0	1393.1	1393.1

La pila è armata con 1 $\Phi$ 26/10 disposto su entrambi i lati e con ferri trasversali costituiti da legature  $\Phi$ 20/20 x40.

I risultati delle verifiche sono i seguenti. Si precisa che, siccome le sollecitazioni sismiche sono state determinate applicando alla struttura un sisma elastico, non si è resa necessaria l'applicazione di criteri di gerarchia delle resistenze di tipo taglio-flessione.

VERIFICHE SLU-SLV a mt lineare										
COMBO	Verifica a taglio longitudinale			Verifica a taglio longitudinale			Verifica a pressoflessione			
	Taglio Sollecitante	Taglio Resistente	F.S.	Taglio Sollecitante	Taglio Resistente	F.S.	Sforzo normale	Momento Sollecitante	Momento Resistente	F.S.
	V <sub>Ed</sub>	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rd</sub> / V <sub>Ed</sub>	V <sub>Ed</sub>	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rd</sub> / V <sub>Ed</sub>	N <sub>Ed</sub>	M <sub>Ed</sub>	M <sub>Rd</sub> (N <sub>Ed</sub> )	M <sub>Rd</sub> / M <sub>Ed</sub>
	[kNm/m]	[kN/m]	[-]	[kNm/m]	[kN/m]	[-]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[-]

STR3 (max)	20	1721	87.8	116	1721	14.8	929.1	719	1775	2.5
G+EX+0.3EY+0.3EZ	157		11.0	133		13.0	755.9	818	1775	2.2
G+0.3EX+EY+0.3EZ	157		11.0	133		13.0	755.9	1181	1775	1.5
G+EX+0.3EY+0.3EZ	157		11.0	133		13.0	755.9	818	1775	2.2

VERIFICHE DI ESERCIZIO a mt lineare					
Combinazione	N	M	$\sigma_c$	$\sigma_s$	Wk
	KN/m	kNm/m	Mpa	Mpa	mm
FR (max)	689	88.255	1.0	4	0.00
FR (min)	677	86.450	6.0	140	0.00
QP (max)	688	86.026	1.0	4	0.00
QP (min)	678	84.510	1.0	4	0.00
RARA (max)	715	134.028	1.2	2	0.00
RARA (min)	704	131.576	1.2	1.6	0.00

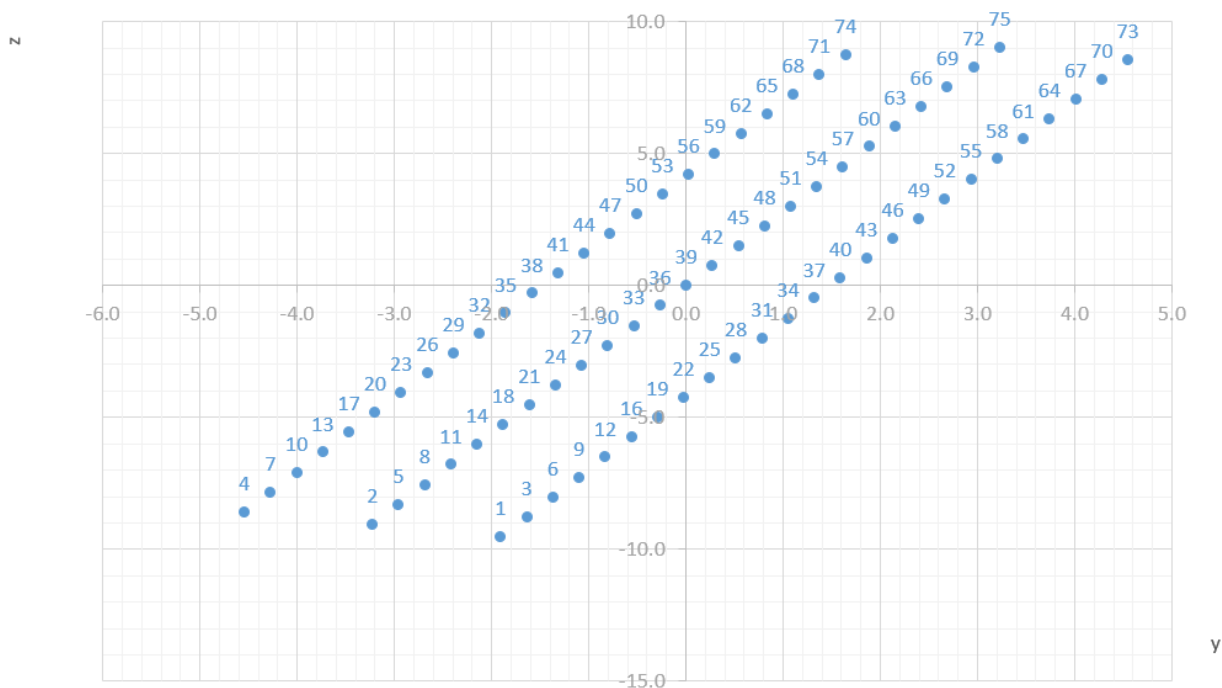
### 12.1.2 Verifiche micropali

Si riportano i valori delle sollecitazioni ricavati per la sezione situata a quota testa pali.

Combinazioni di carico	SOLLECITAZIONI PER CALCOLO				
	N	M <sub>long</sub>	M <sub>trasv</sub>	T <sub>long</sub>	T <sub>trasv</sub>
	KN	kNm	kNm	KN	KN
QP (max)	16072.6	2110.4	7104.5	317.2	317.2
FR (max)	16091.2	2165.4	7103.6	325.7	318.1
FR (min)	15865.9	2120.9	7118.5	318.9	311.3
STR1 (max)	21702.4	4274.9	11015.8	643.0	643.0
STR1 (min)	21439.4	4196.6	11006.5	631.1	631.1
STR2 (max)	21702.4	4367.5	11016.2	656.9	643.0
STR2 (min)	21439.4	4289.5	11007.3	645.1	631.1
STR3 (max)	21702.9	12932.2	14098.2	1944.5	1104.2
STR3 (min)	21439.4	12993.6	14088.0	1953.9	1092.3
STR4 (max)	21702.4	4344.0	11016.2	653.1	643.0
STR4 (min)	21439.4	4266.7	11007.3	641.7	631.1
G+EX+0.3EY+0.3EZ	18166.2	10317.2	32428.9	4029.5	4467.2
G+0.3EX+EY+0.3EZ	18166.2	24764.7	16397.0	4467.6	4029.5
G+0.3EX+0.3EY+EZ	22294.3	9666.5	18297.5	2196.9	2196.9

Il calcolo delle azioni trasmesse ai micropali è stato effettuato ipotizzando una ripartizione rigida delle azioni risultanti valutate a quota intradosso plinto.

La numerazione adottata per i pali è indicata nella seguente figura:



**Figura 61 – Numerazione micropali**

Si riportano le coordinate dei micropali rispetto al baricentro del plinto della pila:

Palo	x	y	x <sup>2</sup>	y <sup>2</sup>	Σx <sup>2</sup>	Σy <sup>2</sup>	W <sub>trasv</sub>	W <sub>long</sub>
	[m]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m]
1	-1.91	-9.51	3.65	90.52	365.3	2134.7	-224.4	-191.3
2	-3.23	-9.04	10.42	81.79			-236.0	-113.2
3	-1.64	-8.76	2.69	76.75			-243.7	-222.7
4	-4.55	-8.57	20.67	73.50			-249.0	-80.4
5	-2.96	-8.29	8.76	68.73			-257.5	-123.5
6	-1.37	-8.01	1.88	64.11			-266.6	-266.4
7	-4.28	-7.82	18.30	61.14			-273.0	-85.4
8	-2.69	-7.54	7.24	56.80			-283.2	-135.8
9	-1.10	-7.25	1.22	52.62			-294.3	-331.3
10	-4.01	-7.07	16.07	49.93			-302.1	-91.1
11	-2.42	-6.78	5.86	46.01			-314.7	-150.9
12	-0.83	-6.50	0.69	42.25			-328.4	-438.3
13	-3.74	-6.31	13.98	39.85			-338.2	-97.7
14	-2.15	-6.03	4.63	36.36			-354.0	-169.8
16	-0.56	-5.75	0.32	33.03			-371.5	-646.8
17	-3.47	-5.56	12.05	30.90			-384.0	-105.3
18	-1.88	-5.28	3.55	27.84			-404.6	-194.0
19	-0.30	-4.99	0.09	24.93			-427.5	-1234.6
20	-3.20	-4.81	10.25	23.09			-444.2	-114.1
21	-1.61	-4.52	2.61	20.46			-472.0	-226.3
22	-0.03	-4.24	0.00	17.98			-503.5	-13625.7

23	-2.93	-4.05	8.60	16.42	-526.8	-124.6
24	-1.35	-3.77	1.81	14.21	-566.3	-271.6
25	0.24	-3.49	0.06	12.15	-612.3	1508.7
26	-2.66	-3.30	7.10	10.88	-647.1	-137.1
27	-1.08	-3.02	1.16	9.09	-707.9	-339.4
28	0.51	-2.73	0.26	7.47	-781.1	715.2
29	-2.39	-2.55	5.74	6.48	-838.8	-152.5
30	-0.81	-2.26	0.65	5.12	-943.5	-452.4
31	0.78	-1.98	0.61	3.92	-1078.4	468.6
32	-2.13	-1.79	4.52	3.21	-1191.4	-171.8
33	-0.54	-1.51	0.29	2.28	-1414.7	-678.3
34	1.05	-1.23	1.10	1.50	-1741.1	348.3
35	-1.86	-1.04	3.45	1.08	-2056.0	-196.7
36	-0.27	-0.76	0.07	0.57	-2825.8	-1355.0
37	1.32	-0.47	1.74	0.22	-4518.1	277.2
38	-1.59	-0.28	2.52	0.08	-7495.5	-230.0
39	0.00	0.00	0.00	0.00	-1137880.1	-545270.9
40	1.59	0.28	2.52	0.08	7595.1	230.2
41	-1.32	0.47	1.74	0.22	4553.9	-276.9
42	0.27	0.75	0.07	0.56	2839.9	1361.7
43	1.86	1.03	3.44	1.07	2063.3	196.9
44	-1.05	1.22	1.10	1.49	1746.4	-347.8
45	0.54	1.51	0.29	2.27	1418.2	680.0
46	2.12	1.79	4.51	3.20	1193.8	171.9
47	-0.78	1.98	0.61	3.90	1080.4	-467.6
48	0.81	2.26	0.65	5.10	945.1	453.2
49	2.39	2.54	5.73	6.46	839.9	152.6
50	-0.51	2.73	0.26	7.45	782.1	-713.0
51	1.08	3.01	1.16	9.07	708.7	339.8
52	2.66	3.29	7.09	10.86	647.9	137.2
53	-0.24	3.48	0.06	12.13	612.9	-1500.9
54	1.34	3.77	1.81	14.18	567.0	271.8
55	2.93	4.05	8.59	16.39	527.3	124.6
56	0.02	4.24	0.00	17.94	503.9	14678.4
57	1.61	4.52	2.60	20.42	472.4	226.5
58	3.20	4.80	10.24	23.06	444.6	114.2
59	0.29	4.99	0.09	24.89	427.8	1241.5
60	1.88	5.27	3.54	27.79	404.9	194.1
61	3.47	5.55	12.04	30.86	384.3	105.3
62	0.56	5.74	0.32	32.98	371.7	649.3
63	2.15	6.03	4.63	36.31	354.3	169.9
64	3.74	6.31	13.97	39.80	338.4	97.7
65	0.83	6.50	0.69	42.20	328.6	439.0
66	2.42	6.78	5.85	45.96	314.9	151.0

67	4.01	7.06	16.06	49.87		302.3	91.2
68	1.10	7.25	1.21	52.56		294.4	331.8
69	2.69	7.53	7.23	56.74		283.4	135.9
70	4.28	7.82	18.28	61.08		273.1	85.4
71	1.37	8.00	1.88	64.05		266.7	266.7
72	2.96	8.29	8.75	68.66		257.6	123.5
73	4.54	8.57	20.65	73.42		249.1	80.4
74	1.64	8.76	2.69	76.68		243.8	222.9
75	3.23	9.04	10.41	81.71		236.2	113.2

Si espongono i valori degli sforzi normali ricavati dalla ripartizione delle azioni risultanti.

SFORZO NORMALE DA COMBINAZIONI PER SINGOLO PALO [kN]														
QP (max)	FR (max)	FR (min)	STR1 (max)	STR1 (min)	STR2 (max)	STR2 (min)	STR3 (max)	STR3 (min)	STR4 (max)	STR4 (min)	G+EX+0.3EY+0.3EZ	G+0.3EX+EY+0.3EZ	G+0.3EX+0.3EY+EZ	Palo
Ni	Ni	Ni	Ni	Ni	Ni	Ni	Ni	Ni	Ni	Ni	Ni	Ni	Ni	
165	164	162	204	201	203	121	203	200	-50	-54	321	321	265	1
156	156	153	186	183	185	61	185	183	-111	-175	240	631	185	2
169	169	167	212	209	212	139	212	209	-20	-20	334	600	279	3
148	147	145	168	166	166	2	167	165	-172	-295	161	653	107	4
161	161	158	194	192	193	80	194	191	-81	-140	252	619	200	5
174	174	171	221	218	221	158	221	218	9	15	347	590	294	6
152	152	150	176	174	175	21	175	173	-142	-261	172	640	121	7
166	165	163	203	200	202	99	202	200	-52	-105	265	608	214	8
179	179	176	230	227	229	177	229	226	39	50	360	580	309	9
157	157	154	185	183	184	40	184	182	-113	-226	184	628	135	10
171	170	168	212	209	211	118	211	208	-22	-71	277	597	229	11
184	184	181	238	235	238	196	238	235	68	85	374	571	324	12
162	162	159	194	191	192	58	193	190	-83	-191	196	616	149	13
175	175	173	220	218	220	136	220	217	7	-36	291	587	244	14
189	189	186	247	244	247	214	247	243	97	119	388	563	339	16
167	167	164	202	200	201	77	201	199	-54	-156	208	605	164	17
180	180	178	229	226	228	155	228	226	36	-1	304	578	258	18
194	194	191	256	252	255	233	255	252	127	154	402	555	354	19
172	171	169	211	208	210	96	210	208	-25	-122	221	595	178	20
185	185	182	238	235	237	174	237	234	66	34	318	569	274	21
199	199	196	264	261	264	252	264	261	156	189	416	547	369	22
177	176	174	220	217	219	114	219	216	5	-87	235	585	193	23
190	190	187	246	243	246	192	246	243	95	68	332	561	289	24
203	204	201	273	269	273	270	273	269	186	224	431	540	385	25
182	181	179	228	226	227	133	228	225	34	-52	248	576	208	26
195	195	192	255	252	254	211	255	251	125	103	346	553	304	27
208	209	206	281	278	282	289	282	278	215	258	446	533	400	28
186	186	184	237	234	236	152	236	233	64	-17	262	567	223	29
200	200	197	263	260	263	230	263	260	154	138	361	545	319	30
213	213	210	290	286	290	308	290	287	244	293	461	526	416	31
191	191	188	245	243	245	170	245	242	93	17	276	559	238	32
205	205	202	272	269	272	248	272	269	183	173	375	538	335	33
218	218	215	299	295	299	326	299	295	274	328	476	520	432	34
196	196	193	254	251	253	189	254	251	122	52	290	551	254	35

209	210	207	281	277	281	267	281	277	213	207	390	531	350	<b>36</b>
223	223	220	307	303	308	345	308	304	303	363	491	514	447	<b>37</b>
201	201	198	263	260	262	208	262	259	152	87	305	544	269	<b>38</b>
214	215	212	289	286	289	286	289	286	242	242	405	525	366	<b>39</b>
228	228	225	316	312	316	364	316	312	333	397	507	508	463	<b>40</b>
206	206	203	271	268	271	226	271	268	181	122	320	536	284	<b>41</b>
219	219	216	298	294	298	305	298	294	272	277	420	518	381	<b>42</b>
232	233	230	325	321	325	383	325	321	362	432	523	502	479	<b>43</b>
211	211	208	280	277	280	245	280	277	211	156	335	530	300	<b>44</b>
224	224	221	307	303	307	323	307	303	301	312	436	512	397	<b>45</b>
237	238	235	333	329	334	401	334	330	391	467	538	497	495	<b>46</b>
215	216	213	289	285	288	264	288	285	240	191	350	523	316	<b>47</b>
229	229	226	315	311	316	342	315	312	330	346	451	506	413	<b>48</b>
242	243	240	342	338	343	420	342	338	421	502	554	492	511	<b>49</b>
220	220	218	297	294	297	283	297	294	269	226	365	517	331	<b>50</b>
234	234	231	324	320	324	361	324	320	360	381	467	501	429	<b>51</b>
247	248	244	350	346	351	439	351	347	450	536	570	487	526	<b>52</b>
225	225	222	306	302	306	301	306	302	299	261	380	511	347	<b>53</b>
239	239	236	332	329	333	379	333	329	389	416	483	496	445	<b>54</b>
252	253	249	359	355	360	457	360	355	480	571	586	482	543	<b>55</b>
230	230	227	315	311	315	320	315	311	328	295	396	505	363	<b>56</b>
243	244	241	341	337	342	398	342	338	419	451	499	491	460	<b>57</b>
257	258	254	368	363	369	476	369	364	509	606	602	478	559	<b>58</b>
235	235	232	323	319	323	339	323	320	358	330	412	500	379	<b>59</b>
248	249	246	350	346	350	417	350	346	448	485	515	486	476	<b>60</b>
262	263	259	376	372	378	495	377	373	538	641	619	473	575	<b>61</b>
240	240	237	332	328	332	357	332	328	387	365	427	495	394	<b>62</b>
253	254	250	358	354	359	435	359	355	477	520	531	481	492	<b>63</b>
266	267	264	385	380	386	513	386	381	568	675	635	469	591	<b>64</b>
245	245	242	340	337	341	376	341	337	416	400	443	489	410	<b>65</b>
258	259	255	367	363	368	454	368	363	507	555	547	477	509	<b>66</b>
271	272	269	394	389	395	532	395	390	597	710	652	465	607	<b>67</b>
249	250	247	349	345	349	395	349	345	446	434	459	485	426	<b>68</b>
263	264	260	376	371	377	473	376	372	536	590	564	472	525	<b>69</b>
276	277	274	402	397	404	551	403	398	627	745	668	461	623	<b>70</b>
254	255	252	358	354	358	413	358	354	475	469	476	480	442	<b>71</b>
268	268	265	384	380	385	491	385	381	566	624	580	468	541	<b>72</b>
281	282	278	411	406	412	569	412	407	656	780	685	457	639	<b>73</b>
259	260	256	366	362	367	432	367	363	505	504	492	476	458	<b>74</b>
272	273	270	393	388	394	510	394	389	595	659	596	464	557	<b>75</b>

La ripartizione dei tagli invece, conduce ai seguenti risultati.

Combinazioni di carico	RIPARTIZIONI TAGLIO PALI			
	$T_{long}$	$T_{trasv}$	$V_R$	$V_P$
	KN	KN	KN	KN
QP (max)	317.2	317.2	448.6	6.0
FR (max)	325.7	318.1	455.3	6.1
FR (min)	318.9	311.3	445.7	5.9



STR1 (max)	643.0	643.0	909.3	12.1
STR1 (min)	631.1	631.1	892.5	11.9
STR2 (max)	656.9	643.0	919.2	12.3
STR2 (min)	645.1	631.1	902.4	12.0
STR3 (max)	1944.5	1104.2	2236.2	29.8
STR3 (min)	1953.9	1092.3	2238.5	29.8
STR4 (max)	653.1	643.0	916.5	12.2
STR4 (min)	641.7	631.1	900.0	12.0
G+EX+0.3EY+0.3EZ	4029.5	4467.2	6016.0	80.2
G+0.3EX+EY+0.3EZ	4467.6	4029.5	6016.3	80.2
G+0.3EX+0.3EY+EZ	2196.9	2196.9	3107.0	41.4

Si riportano, ora, i risultati delle verifiche strutturali e geotecniche dei micropali.

#### 12.1.2.1 Verifiche strutturali

Le combinazioni di carico più gravose ed i valori delle azioni sul micropalo maggiormente sollecitato sono:

Combinazioni di carico	N	M <sub>long</sub>	M <sub>trasv</sub>	T <sub>long</sub>	T <sub>trasv</sub>
	KN	kNm	kNm	KN	KN
STR4 (min)	21439.4	4266.7	11007.3	641.7	631.1
G+EX+0.3EY+0.3EZ	18166.2	10317.2	32428.9	4029.5	4467.2

SOLLECITAZIONE	COMBINAZIONE	VALORE	UDM
N <sub>max</sub>	STR4 (min)	779.7	KN
T <sub>max</sub>	G+EX+0.3EY+0.3EZ	80.2	KN

Si precisa che il momento di progetto è stato calcolato moltiplicando il taglio massimo agente a quota testa palo per un parametro  $\alpha = 1.5D = 0.30$  m.

I micropali sono armati con tubo metallico  $\Phi 197.3$  sp.12 mm.

Le verifiche porgono i seguenti risultati.

VERIFICA IN TENSIONI IDEALI							
N <sub>MAX</sub>	V <sub>P</sub>	M <sub>P</sub>	$\sigma$	$\tau$	$\sigma_{id}$	f <sub>yd</sub>	VERIFICA
[kN]	[kN]	[kNm]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	
<b>780</b>	<b>80</b>	<b>36</b>	236.95	18.39	239.1	308.7	VERIFICATO 1.29

### 12.1.2.2 Verifiche geotecniche

Nella seguente tabella sono riportati i valori della capacità portante dei micropali al variare della lunghezza, deducibili dalla relazione geotecnica, alla quale la presente si allega, e valutati utilizzando l'Approccio 2 (A1+M1+R3) indicato dalle NTC al §6.4.3.

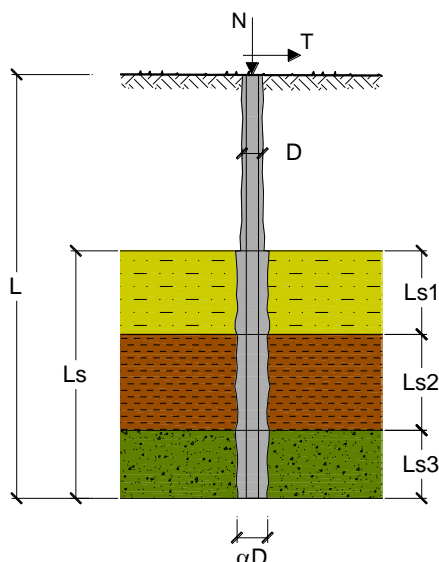
#### CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

**OPERA:**

**DATI DI INPUT:**

*Sollecitazioni agenti massime:*

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
<b>N (kN)</b>	780.00	0.00	1014.00
<b>T (kN)</b>	80.00	0.00	104.00



coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo		permanenti $\gamma_G$	variabili $\gamma_Q$	$\gamma_s$	$\gamma_s$ traz
SLS	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<b>1.30</b>	<b>1.50</b>	<b>1.15</b>	<b>1.25</b>
	SISMA	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88		1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		-	-	-	-

n	1	2	3	4	5	6	>=7	Dm88	USER
$\xi_3$	<b>1.70</b>	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	0
$\xi_4$	<b>1.70</b>	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	0
<b>SCELTO</b>	X								

**Caratteristiche del micropalo:**

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 25.00 (m)

**Armatura:**

**ø193,7 x 12,0**

Area dell'armatura (A <sub>arm</sub> ):	6850	(mm <sup>2</sup> )
Momento di inerzia della sezione di armatura (J <sub>arm</sub> ):	2.839E+07	(mm <sup>4</sup> )
Modulo di resistenza della sezione di armatura (W <sub>arm</sub> ):	293'154	(mm <sup>3</sup> )
Tipo di acciaio		
Tensione di snervamento dell'acciaio (f <sub>y</sub> ):	355	(N/mm <sup>2</sup> )
Coefficiente Parziale Acciaio γ <sub>M</sub>	1.05	
Tensione ammissibile dell'acciaio (σ <sub>lim</sub> ):	338	(N/mm <sup>2</sup> )
Modulo di elasticità dell'acciaio (E <sub>arm</sub> ):	210'000	(N/mm <sup>2</sup> )

### **CAPACITA' PORTANTE ESTERNA**

#### **Capacità portante di fusto**

$$QI = \sum_i \pi * D_{Si} * s_i * l_{Si}$$

Tipo di Terreno	Spessore l <sub>Si</sub> (m)	α (-)	D <sub>Si</sub> = α * D (m)	s <sub>i</sub> media (MPa)	s <sub>i</sub> minima (MPa)	s <sub>i</sub> calcolo (MPa)	Q <sub>Si</sub> (kN)
PR	3.00	1.10	0.33	0.115	0.080	0.041	127.27
PR	10.00	1.40	0.42	0.115	0.080	0.041	539.94
FC	12.00	1.40	0.42	0.115	0.080	0.041	647.92

$$L_s = 25.00 \quad (m) \qquad QI = 1315.13 \quad (kN)$$

#### **Capacità portante di punta**

$$Q_p = \%Punta * QI$$

(consigliato 10-15%)

$$\% Punta = 10\% \qquad Q_p = 131.51 \quad (kN)$$

### **CARICO LIMITE DEL MICROPALO**

$$Q_{lim} = Q_b + QI$$

$$Q_{lim} = 1446.64 \quad (kN)$$

Il massimo sforzo normale nei micropali è pari a 780 kN in condizioni statiche e pari a 685 kN in condizioni sismiche. Si adottano micropali da 25 m, con portata Q<sub>d</sub> = 1446 kN. La verifica, dunque, è soddisfatta.

### 12.1.3 Verifiche plinto pila

Per le verifiche del plinto della pila si è adottato un modello di tipo tirante puntone, ricavato in corrispondenza del micropalo soggetto al massimo sforzo normale. Il plinto è armato con un doppio strato di Φ26/20 all'intradosso e con 1Φ26/20 all'estradosso, si riportano i risultati ottenuti dalla verifica.

<b>VERIFICA DELLO ZOCCOLO ANTERIORE PLINTO (C28/35)</b>		
<b>MODELLO TIRANTE PUNTONE RICAIVATO IN CORRISPONDENZA DEL PALO SOGGETTO A N<sub>max</sub></b>		
Diametro palo	0.3	m
N <sub>max</sub> (palo)	779.7	kN
Larghezza di diffusione	0.9	m

Spessore della fondazione		1.5	m	
Coprifermo medio in asse al tirante		0.1	m	
Altezza della biella compressa		0.28	m	
Inclinazione biella compressa (a)		48	°	
Sforzo di trazione		701.5	kN	
Angolo di ripartizione dello sforzo di trazione (b)		55	°	
Sforzo di trazione trasversale		574.4	kN	
Sforzo di trazione longitudinale		402.6	kN	
Sforzo di compressione		1048.8	kN	
Af. in direzione trasversale [mm]	26	Passo	20	cm
	0	Passo	20	cm
Af. in direzione longitudinale [mm]	26	Passo	20	cm
	0	Passo	20	cm
Area complessiva Af trasversale		2388.0	mmq	
Area complessiva Af longitudinale		2388.0	mmq	

VERIFICA TENSIONALE		$\sigma$	fck	f <sub>yd</sub>	f <sub>cd</sub>	f <sub>yd</sub>	C.S.
		[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	
Calcestruzzo	compressione	4.16	28	450	15.87	391.3	3.8
Acciaio	trazione barre trasversali	240.55					1.6
	trazione barre longitudinale	168.61					2.3

Le tensioni nei materiali sono inferiori ai limiti di normativa, pertanto le verifiche sono soddisfatte.

## 12.2 VERIFICHE DELLA SPALLA S2

Nel seguente paragrafo si riportano le verifiche della spalla S2.

### 12.2.1 Verifiche del muro frontale

Dal modello di calcolo dell'impalcato, per le varie combinazioni di carico esaminate, sono stati ricavati i seguenti valori delle azioni risultanti, applicate a quota testa muro frontale.

SCARICHI TESTA MURO FRONTALE SPALLA FISSA(X VERIFICHE)							
OutputCase	StepType	N	Mlong	Mtrasv	Vlong	Vtrasv	T
Text	Text	KN	KN-m	KN-m	KN	KN	KN-m
STR1	Max	5260.114	0	-4303.31	106.7355	19.05992	-973.326
STR1	Min	5128.812	0	-4310.51	-10.5888	-19.907	-1035.59
STR2	Max	5260.114	0	-4303.31	120.2893	19.05992	-973.326
STR2	Min	5128.812	0	-4310.51	-13.1302	-19.907	-1035.59
STR3	Max	5183.874	0	-4316.44	-1194	480.7335	-621.777
STR3	Min	5052.149	0	-4323.21	-1323.18	441.343	-683.616
STR4	Max	5260.114	0	-4303.31	116.9008	19.05992	-973.326
STR4	Min	5128.812	0	-4310.51	-12.2831	-19.907	-1035.59
sismaX	Max	0.847107	0	1498.533	8.047521	1389.68	5695.527
sismaY	Max	119.8657	0	511.2293	1390.103	8.047521	1301.581
sismaZ	Max	871.6736	0	1788.244	10.16529	0.847107	786.1157
RARA	Max	4046.241	0	-3310.24	82.10426	14.66147	-748.713
RARA	Min	3945.24	0	-3315.77	-8.14526	-15.3131	-796.607
FR	Max	3904.318	0	-3187.24	93.60537	16.5186	-717.5
FR	Min	3791.229	0	-3193.17	-16.095	-16.9421	-770.868
QP	Max	3895	0	-3187.67	77.51033	13.55372	-722.159
QP	Min	3800.971	0	-3192.75	-6.35331	-13.9773	-766.209

Il calcolo delle sollecitazioni massime a quota spiccato muro frontale è stato effettuato tenendo conto dei contributi derivanti dal peso proprio del muro e dai momenti di trasporto delle azioni orizzontali valutate a quota testa fusto. Per il calcolo del contributo alle sollecitazioni sismiche, cautelativamente, si è considerata la massa dell'intero muro, applicata in corrispondenza della sezione di testa, ed eccitata con la massima accelerazione di progetto in campo elastico; si è, inoltre, tenuto conto della spinta esercitata dall'eccitazione del riempimento in calcestruzzo magro effettuato a tergo del muro, per il quale si è adottata un'accelerazione pari a  $agS = 0.309$  g. Nella seguente tabella sono riepilogati i parametri utilizzati per il calcolo delle sollecitazioni a quota spiccato spalla.

#### Spalla

L	20.60 m	lunghezza fusto spalla
s	1.4 m	spessore fusto spalla
H	5.6 m	altezza fusto spalla
Peso pila	4038 KN	peso proprio fusto spalla
z	5.60 m	quota di applicazione della massa della spalla

#### Plinto

L	21.65 m	lunghezza plinto spalla
---	---------	-------------------------

s	1.5 m	spessore plinto spalla
H	10.6 m	larghezza plinto spalla
Peso plinto	8605 KN	peso proprio plinto spalla
z	0.75 m	quota di applicazione della massa del plinto
agh	0.77 g	accelerazione orizzontale sulla spalla
agv	0.358 g	accelerazione verticale sulla spalla

**Riempimento**

L=	7 m	larghezza riempimento
g=	20 KN/m <sup>3</sup>	peso specifico riempimento
ag	0.309 g	accelerazione sismica sul riempimento
q=	43.2012 KN/m <sup>2</sup>	spinta sismica esercitata dal riempimento

Si riportano, ora, i valori delle sollecitazioni a quota spiccato muro frontale.

SOLLECITAZIONI QUOTA SPICCATO MURO FRONTALE					
Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
STR1	11490	30106	-4197	7695	19
STR1	11359	29213	-4422	7577	-20
STR2	11490	28684	-4197	7309	19
STR2	11359	27701	-4422	7176	-20
STR3	11414	21187	-1624	5995	481
STR3	11282	20227	-1852	5866	441
STR4	11490	28665	-4197	7306	19
STR4	11359	27706	-4422	7176	-20
sismaX	4616	12605	10681	4660	1817
sismaY	4735	17402	5223	4760	1434
sismaZ	5487	9855	3193	3380	429
RARA	8661	22588	-3228	5703	15
RARA	8560	21900	-3402	5613	-15
FR	8519	21287	-3095	5419	17
FR	8406	20469	-3288	5309	-17
QP	8510	17852	-3112	4515	14

Il muro frontale della spalla è armato con 1Φ26/10 disposto su entrambi i lati e con ferri trasversali costituiti da legature Φ14/40X40; si prevede, inoltre, la disposizione di un rinforzo costituito da ulteriori Φ26/20 disposti lato monte.

I risultati delle verifiche sono i seguenti. Si precisa che, siccome le sollecitazioni sismiche sono state determinate applicando alla struttura un sisma elastico, non si è resa necessaria l'applicazione di criteri di gerarchia delle resistenze di tipo taglio-flessione.

BASE MURO FRONTALE (C32/40)								
Verifiche allo SLU								
Combinazioni		N	Mlong	Mtrasv	C.S. (NRd, MRd)	Tlong	Vrd	C.S. (VRd)
		kN/m	kNm/m	kNm/m		kN/m	kN/m	
Max N	STR1	<b>561</b>	1469	-205	1.4	375	1650	4.4
Min N	sismaX	<b>225</b>	615	521	2.5	227		7.3
Max ML	STR1	561	<b>1469</b>	<b>521</b>	1.4	375		4.4
Max VL	STR1	561	1469	-205	1.4	<b>375</b>		4.4

Verifiche allo SLE							
Combinazioni		N	Mlong	Tlong	$\sigma_c$	$\sigma_s$	Wk
		kN/m	kNm/m	kN/m	Mpa	Mpa	mm
RARA	RARA - Max N	<b>423</b>	1102	278	-4.3	139	0.02
	RARA - Min N	<b>418</b>	1068	274	-4.1	134.2	0.02
	RARA - Max ML	423	<b>1102</b>	278	-4.3	139	0.02
FREQ	FR - Max N	<b>416</b>	1038	264	-4.0	129.7	0.03
	FR - Min N	<b>410</b>	998	259	-4.7	124	0.03
	FR - Max ML	416	<b>1038</b>	264	-4.0	129.7	0.03
QP	QP	415	871	220	-3.4	104	0.00

### 12.2.2 Plinto di fondazione

In questo paragrafo si riporta la determinazione delle sollecitazioni in quota testa pali che si ottengono sommando, alle azioni provenienti dall'impalcato, la risultante e il momento risultante dei pesi della struttura. In condizioni sismiche si è tenuto conto dell'incremento di spinta delle inerzie

Nella tabella che segue sono indicati i parametri geometrici, meccanici e di carico del plinto utilizzati nell'analisi per il calcolo della risultante e momento risultante rispetto al baricentro del plinto di fondazione.

*Tabella 2 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul plinto di fondazione*

<b>PLINTO DI FONDAZIONE</b>		
<b>Eccentricità long Muri laterali -Plinto</b>	-1.85	m
<b>Peso Muro Frontale</b>	<b>4018</b>	kN
<b>Ecc. Long. Muro Frontale - Plinto</b>	1.80	m
<b>Ecc.Appoggi Plinto</b>	3.60	m
<b>Peso Muro Paraghiaia</b>	<b>597</b>	m
<b>Ecc. Long. Muro Paraghiaia - Plinto</b>	0.65	kN
<b>Peso Terreno Interno</b>	<b>18049</b>	kN
<b>Peso Accidentali</b>	<b>2054</b>	kN
<b>Eccentricità long Terreno -Plinto</b>	-1.85	m
<b>Spessore Plinto</b>	1.5	m
<b>Lunghezza plinto</b>	20	m
<b>Larghezza plinto</b>	9.6	m
<b>Peso plinto di fondazione</b>	<b>7200</b>	
<b>Altezza Rilevato+H plinto</b>	9	m
<b>Spinta a riposo rilevato</b>	6390	kN
<b>Spinta a riposo sovraccarichi</b>	1574	kN
<b>Spinta attiva rilevato</b>	5402	kN
<b>Incremento spinta sismica</b>	648	kN
<b>Inerzia dei muri laterali (H)</b>	343	kN
<b>Inerzia dei muri laterali (V)</b>	171	kN
<b>Inerzia plinto di fondazione (H)</b>	2225	kN
<b>Inerzia plinto di fondazione (V)</b>	1112	kN
<b>Inerzia rilevato interno(H)</b>	1729	kN
<b>Inerzia rilevato interno (V)</b>	864	kN



*Tabella 3 – Sollecitazioni a quota testa pali, baricentro plinto*

Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
STR1	11490	30106	-4197	7695	19
STR1	11359	29213	-4422	7577	-20
STR2	11490	28684	-4197	7309	19
STR2	11359	27701	-4422	7176	-20
STR3	11414	21187	-1624	5995	481
STR3	11282	20227	-1852	5866	441
STR4	11490	28665	-4197	7306	19
STR4	11359	27706	-4422	7176	-20
sismaX	4616	12605	10681	4660	1817
sismaY	4735	17402	5223	4760	1434
sismaZ	5487	9855	3193	3380	429
RARA	8661	22588	-3228	5703	15
RARA	8560	21900	-3402	5613	-15
FR	8519	21287	-3095	5419	17
FR	8406	20469	-3288	5309	-17
QP	8510	17852	-3112	4515	14

Per la valutazione delle sollecitazioni nel plinto di fondazione, è necessario valutare preventivamente le sollecitazioni agenti nei pali di fondazione. Tali sollecitazioni sono state valutate mediante una ripartizione rigida delle sollecitazioni agenti a base plinto. Nel calcolo degli sforzi nei pali si è tenuto conto del parametro  $\alpha$  (coeff. di Matlock-Reese) sia per la valutazione dello sforzo nei pali (effetto della deformabilità a taglio degli stessi pali) sia per la valutazione del momento flettente agente in testa al palo ( $M_{Ed} = \alpha V_{Ed}$ ).

Nel caso in esame:

$$D_{pali}=1200\text{mm}$$

$$\alpha=2.28$$

Si riportano nel seguito le coordinate dei pali di fondazione e per ogni combinazione di carico, le sollecitazioni nei pali sollecitati dal massimo e dal minimo sforzo normale.

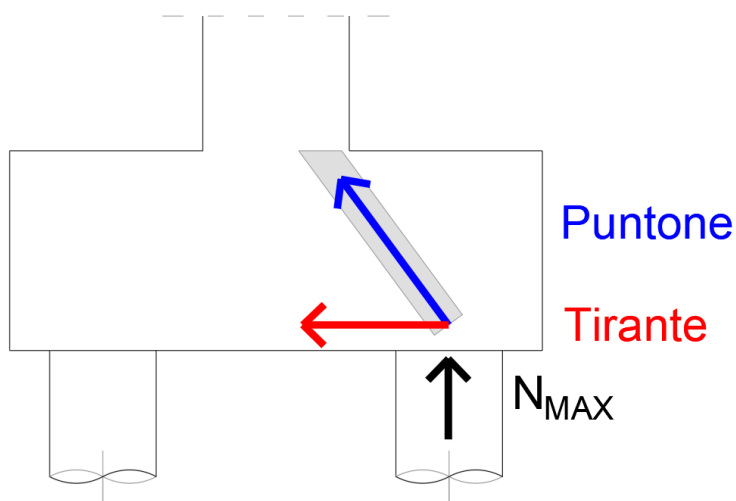
**Tabella 4 – Numero di pali e coordinate rispetto al baricentro del plinto**

n°palo	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	SOMMA
z	-0.6	3.0	6.6	-1.8	1.8	5.4	-3.0	0.6	4.2	-4.2	-0.6	3.0	-5.4	-1.8	1.8	-6.6	-3.0	0.6	-
y	8.5	8.5	8.5	5.1	5.1	5.1	1.7	1.7	1.7	-1.7	-1.7	-1.7	-5.1	-5.1	-5.1	-8.5	-8.5	-8.5	-
z <sup>2</sup>	0.3	9.1	43.9	3.2	3.3	29.3	9.0	0.4	17.7	17.7	0.4	9.0	29.3	3.3	3.2	43.9	9.1	0.3	232.4
y <sup>2</sup>	72.1	71.9	71.6	26.0	25.9	25.7	2.9	2.9	2.8	2.8	2.9	2.9	25.7	25.9	26.0	71.6	71.9	72.1	603.6
W <sub>y</sub>	71.1	71.2	71.3	118.3	118.7	119.0	352.7	356.0	359.4	-359.4	-356.0	-352.7	-119.0	-118.7	-118.3	-71.3	-71.2	-71.1	-
W <sub>z</sub>	-404.0	76.8	35.1	-130.2	128.0	42.9	-77.6	384.1	55.3	-55.3	-384.1	77.6	-42.9	-128.0	130.2	-35.1	-76.8	404.0	-

**Tabella 5 – Massime e minime sollecitazioni nei pali di fondazione**

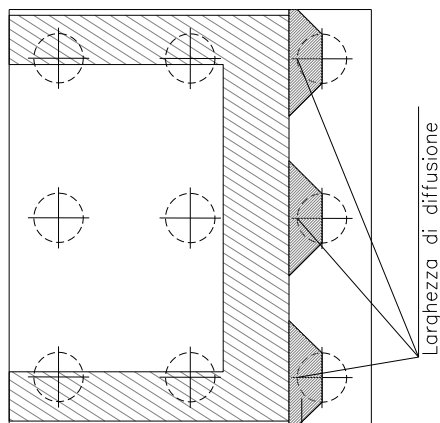
SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI						
Combo	N <sub>min</sub>		N <sub>max</sub>		V <sub>max</sub> [kN]	M <sub>max</sub> [kNm]
	Palo	[kN]	Palo	[kN]		
STR1	16	-3329	3	-2210	603	1375
STR1	16	-3288	3	-2236	597	1360
STR2	16	-3225	3	-2237	574	1310
STR2	16	-3181	3	-2266	567	1293
STR3	16	-2901	3	-2552	502	1145
STR3	16	-2858	3	-2580	495	1128
STR4	16	-3224	3	-2237	574	1309
STR4	16	-3181	3	-2266	567	1293
sismaX	16	-2298	3	-1239	677	1543
sismaY	16	-2229	3	-1321	579	1320
sismaZ	16	-2086	3	-1770	418	953
RARA	16	-2492	3	-1628	447	1019
RARA	16	-2460	3	-1648	442	1008
FR	16	-2391	3	-1656	426	971
FR	16	-2354	3	-1680	420	957
QP	16	-2149	3	-1725	359	819
<b>MAX (O MIN)</b>		<b>-3329</b>		<b>-1239</b>	<b>677</b>	<b>1543</b>

Il tacco anteriore del plinto di fondazione è stato verificato ipotizzando un meccanismo di tirante puntone in corrispondenza del muro frontale di cui si riporta uno schema in sezione:



**Figura 5 – Schema tirante-puntone**

Si valuta una larghezza di diffusione a 45° dal piano medio del palo nella direzione trasversale al muro frontale. Lo spessore della compressa è stata valutata pari 20% dell'altezza utile del plinto. La verifica è stata eseguita in corrispondenza del palo più sollecitato.



**Figura 6 – Diffusione delle azioni dal palo al muro frontale**

Si riportano nel seguito i risultati delle analisi e le verifiche:

**Tabella 6 – Verifica zoccolo anteriore plinto - Meccanismo tirante-puntone**

<b>VERIFICA DELLO ZOCCOLO ANTERIORE PLINTO (C28/35)</b>				
MODELLO TIRANTE PUNTONE RICAVATO IN CORRISPONDENZA DEL PALO SOGGETTO A N <sub>max</sub>				
Diametro palo			1.2	m
N <sub>max</sub> (palo)			3328.6	kN
Larghezza di diffusione			1.8	m
Spessore della fondazione			1.5	m
Coprifermo medio in asse al tirante			0.1	m
Altezza della biella compressa			0.28	m
Inclinazione biella compressa (a)			48	°
Sforzo di trazione			2994.9	kN
Angolo di ripartizione dello sforzo di trazione (b)			55	°
Sforzo di trazione trasversale			2452.4	kN
Sforzo di trazione longitudinale			1719.0	kN
Sforzo di compressione			4477.6	kN
Af. in direzione trasversale [mm]	26	Passo	20	cm
	26	Passo	20	cm
Af. in direzione longitudinale [mm]	26	Passo	20	cm
	26	Passo	20	cm
Area complessiva Af trasversale			9551.9	mmq
Area complessiva Af longitudinale			9551.9	mmq

VERIFICA TENSIONALE		$\sigma$	fck	f <sub>yd</sub>	f <sub>cd</sub>	f <sub>yd</sub>	C.S.
		[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	
Calcestruzzo	compressione	8.88	28	450	15.87	391.3	1.8
Acciaio	trazione barre trasversali	256.75					1.5
	trazione barre longitudinale	179.96					2.2

I valori di tensione ottenuti sono inferiori alle resistenze di progetto, pertanto la verifica è soddisfatta.

### 12.2.3 Pali di fondazione

I pali saranno armati longitudinalmente con un strato di 28 $\Phi$ 26. Inoltre si prevede una spirale  $\phi$ 14/15 prevedendo una opportuna riduzione lungo il fusto del palo.

Palo	Sezione di verifica	Armatura	
	D [m]	Armatura longitudinale	Taglio
$\Phi$ 1200	1.2	I Strato: 28 $\phi$ 26	Spirale $\phi$ 14/15

Tabella 7 – Verifica dei pali di fondazioni - SLU

PALO (C25/30) - Verifiche allo SLU						
Combinazioni		N kN	Mlong kNm	Tlong kN	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
Max N	STR1	-3329	1375	603	1.80	2.8
Min N	sismaX	-1239	1543	677	1.67	2.5
Max VL	sismaX	-1239	1543	677	1.67	2.5

PALO (C25/30) - Verifiche allo SLE							
Combinazioni		N	Mlong	Tlong	$\sigma_c$	$\sigma_s$	Wk
		kN	kNm	kN	Mpa	Mpa	mm
RARA	RARA	-2492	1019	447	-7.4	47	0.03
	RARA	-1628	1019	447	-7.5	127.9	0.09
FREQ	FR	-2391	971	426	-7.1	44.2	0.03
	FR	-1656	971	426	-7.1	115.8	0.07
QP	QP	-2149	819	359	-6.0	33.4	0.00
	QP	-1725	819	359	-6.0	79.9	0.05

Le verifiche del palo risultano soddisfatte.

### 12.2.3.1 Verifiche di capacità portante

Valutati gli sforzi normali minimi e massimi nei pali per ogni combinazione di carico si procede alla verifica di portanze geotecniche sulla base delle curve di portanza prima definite.

Nel seguito viene riportata le verifiche più gravose allo SLU sia per la condizione statica che per quella sismica. Per convenzione si adottano segni positivi per le trazioni.

**Tabella 8 – Verifica della portanza geotecnica - Pali di fondazione**

PALI PONTE VIA TIBURTINA – SPALLE (N>0 COMPRESSIONE)									
SPALLA	D <sub>pali</sub>	L <sub>pali</sub>	N <sub>max,SLU</sub>	N <sub>max,SLV</sub>	N <sub>max,SLE</sub>	N <sub>min,SLU</sub>	N <sub>min,SLV</sub>	V <sub>max</sub>	M <sub>max</sub>
	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
FISSA	1.20	33	3329	2298	2492	2210	1239	677	1543

PORTANZA VERTICALE SPALLE – COMB. A1-M1-R3			
Q <sub>d,c</sub>	FS	QLL	FS
[kN]	[-]	[kN]	[-]
3467	1.04	5735	1.47

Pertanto, le verifiche risultano soddisfatte e la lunghezza dei pali al di sotto del plinto di fondazione risulta essere pari a 33m.

### 12.3 VERIFICHE DELLA SPALLA S1 (MOBILE)

Per la determinazione delle sollecitazioni agenti e in relazione alle verifiche geotecniche e strutturali da condurre sulla spalla S1 si è deciso, date le medesime caratteristiche geometriche rispetto alla spalla S2 (muro frontale, plinto di fondazione, pali) ed in via del tutto cautelativa, di considerare agenti gli stessi carichi applicati alla spalla fissa S2 (più gravosi). In tal modo, sono stati definiti gli stessi quantitativi di armatura e le medesime configurazioni ottenute nell'analisi della precedente sottostruttura (§10.2).

## 13 APPOGGI E GIUNTI

Nel seguente paragrafo si riporta il dimensionamento degli apparecchi di appoggio e dei giunti di estremità. Come già riportato in precedenza, l'impalcato è connesso alle sottostrutture mediante apparecchi di appoggio elastomerici che hanno anche la funzione di isolatori sismici multidirezionali.

Il dimensionamento di tali elementi è stato effettuato a partire dai valori degli scarichi ottenuti dal modello di calcolo dell'impalcato.

Il dimensionamento dell'apparecchio di appoggio è stato effettuato a partire da:

- a) massimo spostamento ammissibile per la struttura in condizioni sismiche, assunto, in questo caso, pari a 100 mm.
- b) massimo carico verticale all' SLU.

Nel caso in esame, si prevede l'impiego di apparecchi d'appoggio realizzati con mescole elastomeriche ed aventi le seguenti caratteristiche:

V [KN]	Fzd [KN]	Ke [KN/mm]	Kv [KN/mm]
2300	4680	2.01	1824

con

- V = carico verticale agente sull'isolatore in presenza di sisma;
- Fzd = carico verticale massimo allo SLU in esercizio
- Ke = rigidezza orizzontale equivalente
- Kv = rigidezza verticale equivalente

**Il massimo spostamento consentito alla struttura** può essere valutato attraverso i seguenti passi:

- I. la rigidezza totale del sistema di vincolo adottato per l'impalcato è pari a:

$$\sum K_e = 30 \cdot 2010 = 60300 \text{ KN/m}$$

- II. la massa totale dell'impalcato è pari a

$$M_{tot} = 18938 \text{ KN (1931 ton)}$$

III. il periodo proprio di vibrazione dell'impalcato, dunque, può essere valutato come

$$T = 2\pi(M/K)^{0.5} = 1.12 \text{ sec.}$$

IV. sullo spettro degli spostamenti di progetto (spettro elastico smorzato al 15%), al periodo determinato corrisponde uno spostamento di

$$80 \text{ mm} < 100 \text{ mm.}$$

La verifica sullo spostamento massimo consentito in presenza di sisma è soddisfatta.

**Per il calcolo dell'ampiezza del giunto**, allo spostamento determinato si somma lo spostamento sismico della spalla S1, nell'ipotesi in cui questa si sposti in contro-fase rispetto all'impalcato; questo è pari a:

$$14.85 - 11.25 = 3.60 \text{ cm.}$$

Si considera, inoltre, cautelativamente per intero, l'aliquota di deformazione dell'impalcato dovuta alla dilatazione termica, che è pari a:

$$\Delta L = \alpha \cdot L \cdot \Delta T = 12 \cdot 10^{-6} \cdot 19100 \cdot 20 = 4.5 \text{ mm}$$

In definitiva, occorre prevedere giunti di ampiezza minima pari a:

$$d = 80 + 36 + 4.5 = 120.5 \text{ mm}$$

Si prevedono giunti di **150 mm**.