

S.S. n.128 "Centrale Sarda"

Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì  
1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700

**PROGETTO DEFINITIVO**

COD. CA356

**PROGETTAZIONE:** ATI VIA - SERING - VDP - BRENG

**PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:**

Dott. Ing. Francesco Nicchiarelli (Ord. Ing. Prov. Roma 14711)

**RESPONSABILI D'AREA:**

Responsabile Tracciato stradale: Dott. Ing. Massimo Capasso  
(Ord. Ing. Prov. Roma 26031)

Responsabile Strutture: Dott. Ing. Giovanni Piazza

(Ord. Ing. Prov. Roma 27296)

Responsabile Idraulica, Geotecnica e Impianti: Dott. Ing. Sergio Di Maio

(Ord. Ing. Prov. Palermo 2872)

Responsabile Ambiente: Dott. Ing. Francesco Ventura

(Ord. Ing. Prov. Roma 14660)

**GEOLOGO:**

Dott. Geol. Enrico Curcuruto (Ord. Geo. Regione Sicilia 966)

**COORDINATORE SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:**

Dott. Ing. Matteo Di Girolamo (Ord. Ing. Prov. Roma 15138)

**RESPONSABILE SIA:**

Dott. Ing. Francesco Ventura (Ord. Ing. Prov. Roma 14660)

**VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:**

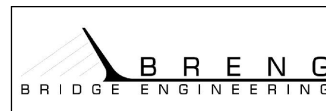
Dott. Ing. Edoardo Quattrone

**GRUPPO DI PROGETTAZIONE**

MANDATARIA:



MANDANTI:



**OPERE D'ARTE MAGGIORI**

**Ponti**

**P001 – Ponte Pardu**

**Relazione tecnica e di calcolo**




CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG. ANNO	CA356_P00P001STRRE01_A			
DPCA0356	D 21	CODICE ELAB.	P00P001STRRE01	A	-
D		-	-	-	-
C		-	-	-	-
B		-	-	-	-
A	EMISSIONE	NOV. 2021	E.STRAMACCI	G.PIAZZA	F. NICCHIARELLI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO



## INDICE


<b>1</b>	<b>GENERALITA'</b> .....	<b>6</b>
1.1	OGGETTO.....	6
1.2	VITA NOMINALE DI PROGETTO, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO DELL'OPERA.....	6
1.2.1	<i>Vita Nominale <math>V_n</math></i> .....	6
1.2.2	<i>Classi d'Uso</i> .....	6
1.2.3	<i>Periodo di Riferimento per l'azione sismica</i> .....	7
1.3	DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	7
1.4	CONSIDERAZIONI SULLE METODOLOGIE COSTRUTTIVE.....	9
<b>2</b>	<b>NORMATIVE E RIFERIMENTI</b> .....	<b>11</b>
<b>3</b>	<b>NORME TECNICHE</b> .....	<b>11</b>
<b>4</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E RESISTENZE DI PROGETTO</b> .....	<b>12</b>
4.1	CALCESTRUZZI .....	12
4.1.1	<i>Caratteristiche ai fini della durabilità</i> .....	12
4.1.2	<i>Copriferri nominali</i> .....	13
4.1.3	<i>Resistenze di progetto</i> .....	14
4.1.4	<i>Verifiche a fessurazione</i> .....	15
4.2	ACCIAIO IN BARRE PER CEMENTO ARMATO E RETI ELETTRISALDATE .....	17
4.2.1	<i>Qualità dell'acciaio</i> .....	17
4.2.2	<i>Resistenze di progetto</i> .....	17
4.3	ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA .....	18
4.3.1	<i>Qualità dell'acciaio</i> .....	18
4.3.2	<i>Resistenze di progetto</i> .....	18
4.4	CONNETTORI A PIOLO TIPO NELSON.....	18
4.4.1	<i>Qualità dell'acciaio</i> .....	18
4.4.2	<i>Resistenze di progetto</i> .....	19
4.5	GIUNZIONI BULLONATE .....	19
4.5.1	<i>Qualità dell'acciaio</i> .....	19
4.5.2	<i>Resistenze di progetto</i> .....	19

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA-356	<b>Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu</b>	


4.6	GIUNZIONI SALDATE .....	19
<b>5</b>	<b>AZIONI E COMBINAZIONI DI PROGETTO .....</b>	<b>20</b>
5.1	ELENCO DELLE AZIONI SUI PONTI STRADALI .....	20
5.2	ANALISI DEI CARICHI .....	20
5.2.1	<i>Azioni permanenti - Peso proprio degli elementi strutturali – g1 .....</i>	<i>21</i>
5.2.2	<i>Azioni permanenti - Carichi permanenti portati – g2 .....</i>	<i>21</i>
5.2.3	<i>Azioni permanenti - Spinta delle terre in condizioni statiche – g3.....</i>	<i>22</i>
5.2.4	<i>Distorsioni e deformazioni impresse - Effetti reologici: ritiro e viscosità – <math>\varepsilon_2</math> e <math>\varepsilon_3</math> .....</i>	<i>22</i>
5.2.5	<i>Distorsioni e deformazioni impresse - Cedimenti vincolari – <math>\varepsilon_4</math> .....</i>	<i>25</i>
5.2.6	<i>Azioni variabili da traffico - Carichi verticali comprensivi degli effetti dinamici – q1.....</i>	<i>25</i>
5.2.7	<i>Azioni variabili da traffico – Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione – q3.....</i>	<i>28</i>
5.2.8	<i>Azioni variabili da traffico – Azione centrifuga – q4.....</i>	<i>28</i>
5.2.9	<i>Azioni di Neve e di Vento – q5 .....</i>	<i>29</i>
5.2.10	<i>Azioni della temperatura – q7.....</i>	<i>30</i>
5.2.11	<i>Azioni sui parapetti e urto veicolo in svio – q8 .....</i>	<i>33</i>
5.2.12	<i>Resistenze parassite dei vincoli – q9 .....</i>	<i>36</i>
5.2.13	<i>Azioni sismiche – E .....</i>	<i>36</i>
5.3	COMBINAZIONI DI CARICO.....	40
5.3.1	<i>Combinazioni di carico in esercizio .....</i>	<i>40</i>
5.3.2	<i>Combinazioni di carico in fase sismica.....</i>	<i>43</i>
<b>6</b>	<b>ANALISI E VERIFICHE DELLE STRUTTURE D'IMPALCATO.....</b>	<b>44</b>
6.1	CRITERI DI CALCOLO .....	44
6.1.1	<i>Analisi globale.....</i>	<i>44</i>
6.1.2	<i>Analisi locali .....</i>	<i>46</i>
6.2	ANALISI STATICA GLOBALE .....	46
6.2.1	<i>Caratteristiche geometrico-inerziali delle sezioni in fase di analisi .....</i>	<i>46</i>
6.2.2	<i>Applicazione dei carichi al modello.....</i>	<i>47</i>
6.2.3	<i>Sollecitazioni di progetto.....</i>	<i>48</i>
6.3	VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI.....	60
6.3.1	<i>Verifiche di resistenza SLU .....</i>	<i>60</i>
6.3.2	<i>Verifiche SLE “a respiro” delle anime .....</i>	<i>69</i>

6.3.3	Verifiche agli SLE-RARA delle travi principali .....	69
6.3.4	Verifiche a fatica .....	71
6.3.5	Verifiche SLU delle saldature longitudinali .....	78
6.3.6	Verifiche delle connessioni a pioli.....	79
6.4	VERIFICHE SLE DI DEFORMABILITÀ DELLA STRUTTURA .....	81
6.5	VERIFICA DELLA SOLETTA IN C.A. ....	83
6.5.1	Verifica delle predalles in fase di autoportanza.....	83
6.5.2	Verifiche della soletta in esercizio (2° fase).....	92
<b>7</b>	<b>ANALISI E VERIFICA DELLE SPALLE .....</b>	<b>118</b>
7.1	ANALISI DELLA PALIFICATA .....	118
7.2	CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE PER VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE .....	119
7.3	VERIFICHE DI RESISTENZA DEI PALI DI FONDAZIONE .....	120
7.4	DIMENSIONAMENTO DELLE SINGOLE MEMBRATURE DELLE SPALLE.....	124
7.4.1	Zattera di fondazione .....	124
7.4.2	Mensola posteriore .....	124
7.4.3	Paraghiaia.....	124
7.4.4	Muri di risvolto.....	126
7.4.5	Verifiche di resistenza a taglio.....	126
<b>8</b>	<b>VERIFICHE DISPOSITIVI DI APPOGGIO E GIUNTI DI DILATAZIONE .....</b>	<b>127</b>
8.1	APPARECCHI DI APPOGGIO .....	127
8.1.1	Carichi verticali trasmessi dall'impalcato .....	127
8.1.2	Carichi orizzontali trasmessi dall'impalcato .....	128
8.2	ESCURSIONI DEGLI APPARECCHI DI APPOGGIO E DEI GIUNTI DI DILATAZIONE.....	129
8.3	RIEPILOGO CARATTERISTICHE DI PROGETTO DISPOSITIVI DI VINCOLO E GIUNTI .....	130
<b>9</b>	<b>VERIFICHE GEOTECNICHE SLU ED SLE DELLE FONDAZIONI SU PALI.....</b>	<b>132</b>
9.1	CRITERI DI CALCOLO .....	132
9.1.1	Verifiche SLU di collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi del carico assiale di compressione .....	133
9.1.2	Verifiche SLU di collasso per carico limite della palificata nei riguardi del carico assiale di compressione .....	137
9.1.3	Verifiche SLU di collasso per sfilamento del palo singolo nei riguardi del carico assiale di trazione	137

9.1.4	Verifiche SLU di collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi del carico trasversale	138
9.1.5	Verifiche SLU di collasso per carico limite della palificata nei riguardi del carico trasversale	144
9.1.6	Verifiche SLE - Cedimenti del palo isolato .....	147
9.1.7	Verifiche SLE - Cedimenti della palificata .....	150
9.2	APPLICAZIONE AL CASO IN ESAME .....	150
9.2.1	Caratteristiche delle opere di fondazione su pali.....	150
9.2.2	Parametri geotecnici e stratigrafie di progetto.....	150
9.2.3	Verifiche SLU di collasso per carico limite del palo singolo e della palificata nei riguardi del carico assiale di compressione e di trazione (sfilamento).....	150
9.2.4	Verifiche SLU di collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi del carico trasversale	151
9.2.5	Verifiche SLE - Cedimenti del palo singolo e della palificata .....	151
<b>10</b>	<b>DICHIARAZIONE ACCETTABILITÀ RISULTATI (PAR. 10.2 N.T.C. 2018) .....</b>	<b>152</b>
10.1	TIPO DI ANALISI SVOLTE.....	152
10.2	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO.....	152
10.3	AFFIDABILITÀ DEI CODICI DI CALCOLO .....	152
10.4	MODALITÀ DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI .....	152
10.5	INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE.....	152
10.6	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI .....	152
<b>11</b>	<b>ALLEGATO 1 – IMPALCATO - ANALISI STATICA GLOBALE – CARATTERISTICHE GEOMETRICO – INERZIALI IN FASE DI ANALISI.....</b>	<b>154</b>
<b>12</b>	<b>ALLEGATO 2 – IMPALCATO ANALISI STATICA GLOBALE – CARATTERISTICHE GEOMETRICO – INERZIALI IN FASE DI VERIFICA .....</b>	<b>155</b>
<b>13</b>	<b>ALLEGATO 3 – IMPALCATO – TRAVI PRINCIPALI - SOLLECITAZIONI PER VERIFICHE SLU.....</b>	<b>156</b>
<b>14</b>	<b>ALLEGATO 4 – IMPALCATO - VERIFICHE SLU TRAVI PRINCIPALI .....</b>	<b>157</b>
<b>15</b>	<b>ALLEGATO 5 – IMPALCATO - VERIFICA DELLE SALDATURE LONGITUDINALI DELLE TRAVI PRINCIPALI .....</b>	<b>158</b>
<b>16</b>	<b>ALLEGATO 6 – IMPALCATO – TRAVI PRINCIPALI - VERIFICA DELLE CONNESSIONI A PIOLI</b>	<b>159</b>
<b>17</b>	<b>ALLEGATO 7 – SOTTOSTRUTTURE: SPALLA SPA .....</b>	<b>160</b>
<b>18</b>	<b>ALLEGATO 8 - FONDAZIONI SU PALI – VERIFICHE SLU DI COLLASSO PER CARICO LIMITE DEL PALO SINGOLO E DELLA PALIFICATA PER CARICHI ASSIALI.....</b>	<b>161</b>

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA-356	<i>Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu</i>	

**19 ALLEGATO 9 - FONDAZIONI SU PALI – VERIFICHE SLU DI COLLASSO PER CARICO LIMITE  
DEL PALO SINGOLO E DELLA PALIFICATA PER CARICHI TRASVERSALI..... 162**

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA-356	<i>Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu</i>	

## 1 GENERALITA'

### 1.1 Oggetto

La presente relazione illustra l'analisi e le verifiche relative alle strutture del Ponte "PO01" dalla progressiva km 0+654.61 alla progressiva km 0+684.61 previsto nell'ambito dei lavori d'intervento della "S.S. 128 lotto 0 – Bivio Monastir - bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700".

Il ponte è composto da un impalcato ad 1 campata di luce pari a 30.0 m misurata in asse appoggi spalle.

Le analisi e le verifiche statiche sono condotte conformemente al livello di Progettazione Definitiva di cui trattasi e mirano al dimensionamento degli elementi principali per consentirne una piena definizione dal punto di vista prestazionale ed economico (§art. 26 e 29 D.P.R. 5/10/2010, n°207).

Le analisi e le verifiche degli aspetti di dettaglio, saranno sviluppate nella successiva fase di Progettazione Esecutiva.

### 1.2 Vita Nominale di progetto, Classe d'uso e Periodo di Riferimento dell'opera

#### 1.2.1 Vita Nominale $V_N$

La vita nominale di progetto  $V_N$  di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

I valori minimi di  $V_N$  da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I. (§ 2.4.1 NTC2018). Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

**Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per i diversi tipi di costruzioni**

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

*Tabella 1.1 – Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per i diversi tipi di costruzioni*

In accordo con la Committenza Anas è stato assunto:

- Vita Nominale di progetto:  $V_N = 50$  anni (costruzioni con livelli di prestazione elevati).


#### 1.2.2 Classi d'Uso

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite (§2.4.2 NTC2018):

*Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

*Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe



Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA-356	<i>Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu</i>	

d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

*Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

*Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Relativamente alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, delle opere di cui trattasi, vi si attribuisce:

- Classe d'Uso: **IV**;
- Coefficiente d'Uso:  $C_U = 2.0$ .

### 1.2.3 Periodo di Riferimento per l'azione sismica

Il periodo di riferimento, impiegato nella valutazione delle azioni sismiche risulta pari a:

- Periodo di Riferimento:  $V_R = V_N \times C_U = 50 \times 2.0 = 100$  anni.

### 1.3 Descrizione delle opere

Il tracciato planimetrico dell'asse principale, nel tratto lungo il quale si inserisce l'opera si sviluppa **in rettilineo**.

L'impalcato ha larghezza netta di **12.00 m**. La piattaforma stradale ha larghezza di **10.50 m** (strada **Extraurbana secondaria di tipo C1**, ai sensi del DM2001), fiancheggiata da elementi marginali costituiti da cordoli di larghezza **0.75 m**.

L'impalcato è a struttura mista acciaio-calcestruzzo, con sezione trasversale "aperta" costituita da **due** travi metalliche principali di altezza costante pari a **1.70 m**.

La distanza trasversale tra le travi in retto è di **6.50 m**.

Gli sbalzi laterali dell'impalcato hanno luce netta di **2.75 m**.

Le strutture in carpenteria metallica sono previste in acciaio autopatinabile (**COR-TEN**).

Le travi principali saranno realizzate mediante lamiera saldate.

Le anime delle travi principali saranno irrigidite da stiffeners trasversali, composti da semplici piatti saldati, disposti in corrispondenza dei traversi.

Il graticcio d'impalcato è completato dai traversi, del tipo ad anima piena, posti in campata (orientati trasversalmente alle travi principali) ed in corrispondenza degli allineamenti di appoggio (orientati con

un'inclinazione di  $77^\circ$  rispetto all'asse dell'impalcato). L'interasse tra i traversi è variabile. Anche i traversi hanno sezione a doppio T composta mediante lamiere saldate.

I trasversi di spalla sono dotati di mensole laterali di appoggio per gli sbalzi della soletta, in modo da irrobustire la struttura in prossimità dei giunti di dilatazione ove si amplificano gli effetti dinamici dovuti al transito dei veicoli. I suddetti traversi sono resi solidali alla soletta mediante pioli tipo Nelson.

Per quanto attiene i collegamenti, i conci delle travi principali saranno interamente saldati con saldature a Piena Penetrazione, mentre i collegamenti tra trasversi e travi principali saranno di tipo bullonato.

Le unioni bullonate previste per i collegamenti tra trasversi e travi principali saranno del tipo "AD ATTRITO", mentre le unioni relative ai controventi saranno "A TAGLIO".

I controventi a croce hanno esclusiva funzione di irrigidimento della struttura in fase di montaggio. Al termine della maturazione dei getti della soletta d'impalcato i controventi dovranno essere tassativamente rimossi.

La soletta di impalcato, solidarizzata alle travi principali, ha spessore variabile da 31 a 44 cm. E' previsto l'impiego di lastre prefabbricate autoportanti (predalles) in c.a. di spessore pari a 7 cm tessute in direzione trasversale.

La solidarizzazione della soletta alla trave metallica sarà garantita tramite connettori a piolo tipo Nelson  $\varnothing 22$  con altezza di 220 mm.

Lo schema statico, con riferimento ai carichi verticali, è di trave ad 1 campata su 2 allineamenti di appoggio.

Nella figura seguente è riportata le sezione rappresentativa dell'impalcato:

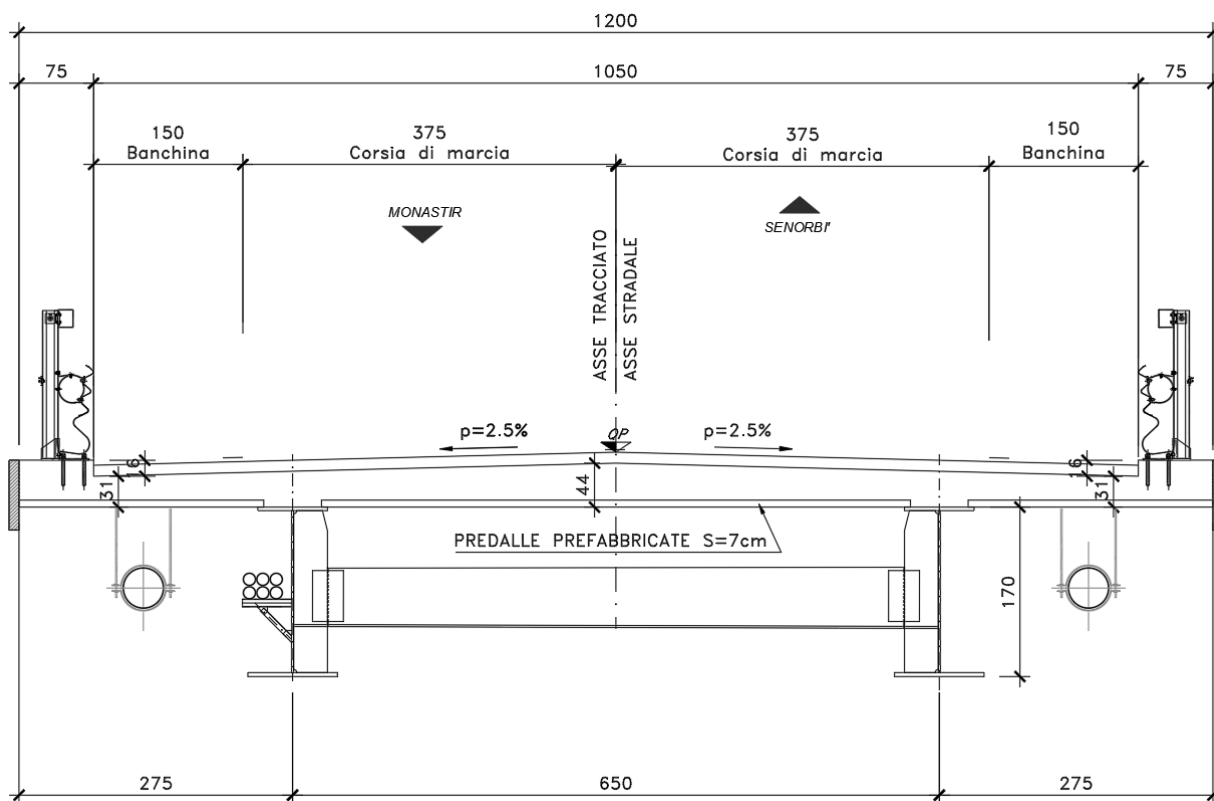


Figura 1.1. Sezione trasversale impalcato in campata

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA-356	<b>Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu</b>	

Lo schema di vincolo prevede l'adozione di apparecchi di appoggio in acciaio-teflon a disco elastomerico confinato.

L'allineamento fisso per azioni orizzontali longitudinali è stato ubicato sulla spalla SPA.

Alle estremità dell'impalcato sono previsti giunti di dilatazione in elastomero armato in corrispondenza della piattaforma carrabile e giunti di cordolo in corrispondenza degli elementi marginali.

Le spalle del ponte sono di tipo tradizionale con:

- paraghiaia di altezza di circa 2.70 m e spessore 60 cm, debitamente arretrato rispetto alle travi d'impalcato in modo da garantire un varco di ampiezza adeguata alla manutenzione.

Le fondazioni delle spalle sono di tipo indiretto, costituite da zattere di spessore pari a 1.5 m con pali di diametro  $\phi 1200$  in numero di:

- 8 (4 x 2) per entrambe le spalle.

Per il dimensionamento delle opere provvisorie necessarie alla realizzazione delle sottostrutture del ponte si rimanda alla relazione di calcolo relativa alle opere provvisorie.

#### 1.4 Considerazioni sulle metodologie costruttive

La realizzazione dell'impalcato e delle sottostrutture relative al ponte in oggetto è prevista in tre macrofasi. Durante la prima macrofase il traffico sarà in esercizio sulla SS128 esistente, mentre in seconda fase sarà deviato sulle strutture realizzate in prima fase, per tornare in configurazione iniziale in terza fase.

Macrofase 1:


- Fase 1a: realizzazione delle paratie di micropali provvisorie a protezione degli scavi per la realizzazione delle strutture al lato destro in configurazione provvisoria;
- Fase 1b: esecuzione scavo di prima fase (nel lato destro per la configurazione provvisoria);
- Fase 1c: realizzazione delle sottostrutture (spalle al lato destro) per la parte non interferente con la strada esistente;
- Fase 1d: esecuzione muri in terra armata provvisori in prosecuzione delle spalle a sostegno del corpo stradale in configurazione provvisoria;
- Fase 1e: realizzazione dell'impalcato (carpenteria metallica e soletta) lato destro in configurazione provvisoria traslato verso S-E rispetto alla configurazione finale.

Macrofase 2:

- Fase 2a: deviazione temporanea del traffico sull'impalcato al lato destro in configurazione provvisoria;
- Fase 2b: esecuzione scavo di seconda fase, lato sinistro, e demolizione ponte esistente;
- Fase 2c: realizzazione sottostrutture, spalle al lato sinistro ad eccezione dei baggioli.

Macrofase 3:

- Fase 3a: Interruzione temporanea del traffico in configurazione provvisoria
- Fase 3b: montaggio strutture in acciaio per sostegno e traslazione impalcato;
- Fase 3c: smontaggio apparecchi di appoggio e traslazione impalcato da configurazione provvisoria (S-E) a configurazione definitiva (N-O);
- Fase 3d: realizzazione baggioli e rimontaggio apparecchi di appoggio in configurazione definitiva;

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA-356	<i>Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu</i>	

- Fase 3e: traslazione impalcato in posizione definitiva e smontaggio strutture provvisorie;
- Fase 3f: completamento corpo stradale in configurazione definitiva e apertura al traffico sulla carreggiata.

La struttura in carpenteria metallica sarà montata a terra per macroconci, successivamente varati in quota con l'ausilio di autogru di adeguata portata. Le travi principali di ciascun macroconcio, saranno collegate alle porzioni già in opera mediante saldatura di testa a completa penetrazione.


La soletta in c.a. è prevista gettata in opera utilizzando coppelle prefabbricate autoportanti in c.a. contenenti le armature trasversali d'intradosso. Le coppelle sono provviste di aree libere in corrispondenza delle piattabande superiori delle travi, dove saranno posizionati i connettori a piolo.

Una volta disposte le coppelle sulla travata metallica si provvede alla posa dell'armatura integrativa e quindi al getto di completamento.

Le fasi di getto della soletta in direzione trasversale sono appresso dettagliate:

- Fase 1a: getto delle parti di soletta comprese tra le travi e degli sbalzi per 1.0 m dall'asse delle travi;
- Fase 1b: getto di completamento degli sbalzi.

In direzione longitudinale si effettueranno dapprima i getti delle zone di campata e successivamente i getti in corrispondenza delle spalle. Successivamente, si provvederà alla realizzazione dei cordoli e delle finiture.

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA-356	<i>Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu</i>	

## 2 NORMATIVE E RIFERIMENTI

Le analisi e le verifiche delle strutture sono state effettuate nel rispetto della seguente normativa vigente:

- [D\_1]. DM 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle <<Norme tecniche per le costruzioni>> (nel seguito indicate come NTC18).
- [D\_2]. Circolare 21 gennaio 2019 n.7: Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 17 gennaio 2018, supplemento ordinario n° 5 alla G. U. n° 35 del 11/02/2019 (nel seguito indicate come CNTC18).
- [D\_3]. Norma Europea UNI EN 206: Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità (Dicembre 2016).
- [D\_4]. Norma Italiana UNI 11104: Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206 (luglio 2016).

Altresì, ci si è riferiti agli Eurocodici secondo quanto specificato nel prosieguo della relazione.

Ulteriori riferimenti sono rappresentati dai seguenti documenti:

- [D\_5]. Sètra – Eurocodes 3 and 4. Application to steel-concrete composite road bridges (july 2007).
- [D\_6]. Sètra –Abaques pour la flexion locale de la dalle d'un bipoutre à entretois. Ouvrages d'art. (n.54 – mars 2007).

## 3 NORME TECNICHE

Il metodo di calcolo adottato è quello semiprobabilistico agli stati limite, con applicazione di coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni, variabili in ragione dello stato limite indagato.

## 4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E RESISTENZE DI PROGETTO

### 4.1 Calcestruzzi

#### 4.1.1 Caratteristiche ai fini della durabilità

Al fine di valutare le caratteristiche vincolanti delle miscele di calcestruzzo nei confronti della durabilità viene fatto riferimento alle norme [D\_3] e [D\_4].

Relativamente alla scelta delle classi di esposizione, in accordo alla “Classificazione del livello di rischio di attacco del gelo per aree climatiche del territorio italiano” contenuta nell’appendice A alla norma [D\_4], che attribuisce alla **Sardegna** un livello di rischio **Nullo**, è stata esclusa l’applicazione della classe XF (Attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza disgelanti), e conseguentemente della classe XD (corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall’acqua di mare).

Di seguito, per ciascun elemento viene riportata la classe di esposizione che risulta vincolante ai fini delle caratteristiche della miscela. Inoltre, sono riportati la classe di resistenza, i range previsti per le dimensioni massime degli aggregati, la classe di consistenza, il valore massimo del rapporto acqua/cemento, il tipo di cemento da impiegare in funzione della parte d’opera e il contenuto minimo di cemento:

CARATTERISTICHE DEI CALCESTRUZZI (UNI EN 206-1 / UNI 11104)							
CALCESTRUZZO PER	Magrone di sottofondazione	Pali	Fondazioni - Spalle *	Elevazioni - Spalle *	Baggioni	Predalle prefabbricate	Getti in opera e cordoli marginali
Classe di resistenza (fck/Rck) (Mpa)	<b>C12/15</b>	<b>C32/40</b>	<b>C32/40</b>	<b>C32/40</b>	<b>C35/45</b>	<b>C35/45</b>	<b>C35/45</b>
Classe di esposizione ambientale	-	<b>XC2-XA1</b>	<b>XC2-XA1</b>	<b>XC4</b>	<b>XC4</b>	<b>XC4</b>	<b>XC4</b>
φ max inerti (mm)	Dupper	32	32	25	25	12	25
	Dlower	20	20	16	16	8	16
Classe di consistenza	-	<b>S5</b>	<b>S4</b>	<b>S4</b>	<b>S5</b>	<b>S5</b>	<b>S5</b>
Rapporto max acqua/cemento	-	0.5	0.5	0.5	0.45	0.45	0.45
Contenuto massimo di cloruri	-	<b>CEM IV</b>	<b>CEM IV</b>	<b>CEM I÷V</b>	<b>CEM I÷V</b>	<b>CEM I÷V</b>	<b>CEM I÷V</b>
Contenuto minimo di cemento (kg/m <sup>3</sup> )	150	340	340**	340**	360	360	360

Tabella 4.1 – Caratteristiche dei Calcestruzzi

\* Cemento LH (Low Heat) a basso calore di idratazione.

\*\* I contenuti di cemento indicati saranno verificati in sede di prequalifica, imponendo che il riscaldamento del calcestruzzo del nucleo in condizioni adiabatiche rispetti le seguenti condizioni:

- $\delta T_{3gg} \leq 35^\circ$  per getti di spessore non superiore a 2 m;
- $\delta T_{7gg} \leq 35^\circ$  per getti di spessore superiore a 2 m.

In ogni caso, dovrà essere garantito il rispetto delle classi di esposizione e resistenza sopra indicate.

#### 4.1.2 Copriferrì nominali

I valori minimi dello spessore dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferrì), ai fini della protezione delle armature dalla corrosione, sono riportati nella Tab. C4.1.IV delle circolari applicative §[D\_2], nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tab. 4.1.IV delle NTC:

Tabella C4.1.IV - Copriferrì minimi in mm

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
$C_{min}$	$C_0$	ambiente	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

I valori della tabella C4.1.IV si riferiscono a costruzioni con Vita Nominale di 50 anni (tipo 2 della Tab. 2.4.1 delle NTC). Per costruzioni con vita nominale di 100 anni (tipo 3 della citata Tab. 2.4.1), i valori della Tab. C4.1.IV vanno aumentati di 10 mm.

Per la definizione del calcestruzzo nominale, ai valori minimi di copriferrì vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm o minore, secondo indicazioni di norme di comprovata validità.

La tabella seguente illustra, i valori del calcestruzzo nominale, richiesti in base all'applicazione dei criteri sopra esposti e specializzati al caso in esame:

#### DETERMINAZIONE DEI COPRIFERRI NOMINALI SECONDO NTC2018

Dati generali relativi all'opera	Var	unità
Tipo di costruzione (1=temp. o provvisoria; 2 = prestazioni ordinarie; 3=prestazioni elevate)	TC	2
Vita nominale dell'opera	$V_N$	anni 50


Tabella C4.1.IV Copriferrì minimi in mm

ambiente	$R_{ckmin}$	$R_{ck0}$	barre da c.a.				cavi da c.a.p.			
			elementi a piastra		altri elementi		elementi a piastra		altri elementi	
			$R_{ck} \geq R_{ck0}$	$R_{ckmin} \leq R_{ck} < R_{ck0}$	$R_{ck} \geq R_{ck0}$	$R_{ckmin} \leq R_{ck} < R_{ck0}$	$R_{ck} \geq R_{ck0}$	$R_{ckmin} \leq R_{ck} < R_{ck0}$	$R_{ck} \geq R_{ck0}$	$R_{ckmin} \leq R_{ck} < R_{ck0}$
ordinario	30	45	15	20	20	25	25	30	30	35
aggressivo	37	50	25	30	30	35	35	40	40	45
molto ag.	45	55	35	40	40	45	5	50	50	50

Elemento	Pali	Fondazioni - Spalle	Elevazioni - Spalle	Elevazioni - Baggioni	Solette Impalcato predalle	Solette Impalcato getti in opera e cordoli marginali
Tipo di armatura (1=barre da c.a.; 2=cavi da c.a.p.)	1	1	1	1	1	1
Elemento a piastra	SI	SI	SI	NO	SI	SI
Classe di esposizione	XC2-XA1	XC2-XA1	XC4	XC4	XC4	XC4
Ambiente	aggressivo	aggressivo	aggressivo	aggressivo	aggressivo	aggressivo
Rck	Mpa	40	40	45	45	45
Check Rck min		OK	OK	OK	OK	OK
copriferrì minimo (Tab. C4.1.IV NTC)	mm	30	30	30	35	30
incremento Per $V_N=100$ (tipo di costruzione 3)	mm	0	0	0	0	0
elem. prefabbricato con ver. Copriferrì*		NO	NO	NO	SI	NO
riduzione per produzioni con ver. Copriferrì		0	0	0	-5	0
Tolleranza di posa		10	10	10	5	10
copriferrì nominale	mm	40	40	40	45	40

Tabella 4.2 – Valori dei copriferrì nominali in base alle NTC2018

Relativamente alle predalle prefabbricate, trattandosi di elementi prodotti con sistemi sottoposti a controlli di qualità che comprendono la verifica dei copriferrì, i valori minimi della Tab. C4.1.IV sono stati ridotti di 5 mm. Analogamente, per questi elementi le tolleranze di posa sono state limitate a 5 mm.

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA-356	<b>Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu</b>	

I valori effettivamente adottati per i copriferri nominali di progetto tengono conto anche di criteri di uniformità e della volontà di garantire valori maggiori dei minimi di norma per superfici contro-terra.

Elemento		Pali	Fondazioni - Spalle	Elevazioni - Spalle	Elevazioni - Baggioli	Solette Impalcato predalle	Solette Impalcato getti in opera e cordoli marginali
<b>copriferro nominale di progetto</b>	mm	<b>75</b>	<b>40</b>	<b>40</b>	<b>45</b>	<b>30</b>	<b>40</b>

Tabella 4.3 – Valori dei copriferri nominali adottati in progetto

### 4.1.3 Resistenze di progetto

#### Calcestruzzo C32/40:


Caratteristiche Calcestruzzo	Var	C32/40
Resistenza a compressione caratteristica cubica	$R_{ck}$	40
Resistenza a compressione caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	32
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	40.00
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm}$	3.02
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk5\%} = 0.7 f_{ctm}$	2.12
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk95\%} = 1.3 f_{ctm}$	3.93
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm}$	3.63
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	33346

STATI LIMITE ULTIMI	Var	
coefficiente $\gamma_c$	$\gamma_c$	1.50
coefficiente $\alpha_{cc}$	$\alpha_{cc}$	0.85
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	18.13
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	1.41

STATI LIMITE DI ESERCIZIO	Var	
$\sigma_{c, max}$ - combinazione di carico caratteristica	$\sigma_{c, max} = 0.60 f_{ck}$	19.20
$\sigma_{c, max}$ - combinazione di carico quasi permanente	$\sigma_{c, max} = 0.45 f_{ck}$	14.40
$\sigma_t$ - stato limite di formazione delle fessure	$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2$	2.52

ANCORAGGIO DELLE BARRE	Var	
Tensione tan. ultima di ad. $\phi \leq 32$ mm - buona ad.	$f_{bd} = 2.25 \times 1.0 \times 1.0 \times f_{ctk} / g_c$	3.18
Tensione tan. ultima di ad. $\phi \leq 32$ mm - non buona ad.	$f_{bd} = 2.25 \times 0.7 \times 1.0 \times f_{ctk} / g_c$	2.22



Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 <b>anas</b> GRUPPO FS ITALIANE
CA-356	<b>Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu</b>	

### Calcestruzzo C35/45:

Caratteristiche Calcestruzzo	Var	unità	C35/45
Resistenza a compressione caratteristica cubica	$R_{ck}$	Mpa	45
Resistenza a compressione caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	Mpa	35
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	Mpa	43.00
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm}$	Mpa	3.21
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk5\%} = 0.7 f_{ctm}$	Mpa	2.25
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk95\%} = 1.3 f_{ctm}$	Mpa	4.17
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm} = 1.2 f_{ctm}$	Mpa	3.85
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	Mpa	34077

STATI LIMITE ULTIMI	Var	unità	
coefficiente $\gamma_c$	$\gamma_c$		1.50
coefficiente $\alpha_{cc}$	$\alpha_{cc}$		0.85
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	Mpa	19.83
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	Mpa	1.50

STATI LIMITE DI ESERCIZIO	Var	unità	
$\sigma_{c, max}$ - combinazione di carico caratteristica	$\sigma_{c, max} = 0.60 f_{ck}$	Mpa	21.00
$\sigma_{c, max}$ - combinazione di carico quasi permanente	$\sigma_{c, max} = 0.45 f_{ck}$	Mpa	15.75
$\sigma_t$ - stato limite di formazione delle fessure	$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2$	Mpa	2.67

ANCORAGGIO DELLE BARRE	Var	unità	
Tensione tan. ultima di ad. $\phi \leq 32$ mm - buona ad.	$f_{bd} = 2.25 \times 1.0 \times 1.0 \times f_{ctk} / g_c$	Mpa	3.37
Tensione tan. ultima di ad. $\phi \leq 32$ mm - non buona ad.	$f_{bd} = 2.25 \times 0.7 \times 1.0 \times f_{ctk} / g_c$	MPa	2.36

#### 4.1.4 Verifiche a fessurazione

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature, sono suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato dalla Tab. 4.1.III delle NTC2018:

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Nel caso in esame si considerano:

- Condizioni **aggressive**: per le verifiche a fessurazione delle fondazioni e delle sottofondazioni (classe di esposizione **XC2-XA1**), della **soletta**, delle **elevazioni delle spalle** (classe di esposizione **XC4**).

La Tab. 4.1.IV stabilisce i criteri per la scelta degli stati limite di fessurazione in funzione delle condizioni ambientali e del tipo di armatura:

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	$w_k$	Poco sensibile Stato limite	$w_k$
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Pertanto, nel caso in esame si ha:

- Verifiche a fessurazione – condizioni ambientali **Aggressive** – Armatura poco sensibile:
  - o Combinazione di azioni frequente:  $w_k \leq w_2 = 0.3$  mm
  - o Combinazione di azioni quasi permanente:  $w_k \leq w_1 = 0.2$  mm

In alcuni casi, in accordo al par. §4.1.2.2.4.5, le verifiche allo stato limite di apertura delle fessure sono state condotte senza calcolo diretto, verificando che la tensione di trazione dell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, sia contenuta entro i valori limite specificati nelle seguenti tabelle:

Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Diametro massimo $\phi$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III - Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Spaziatura massima $s$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

In rapporto a quanto specificato nelle precedenti tabelle è possibile individuare le tensioni limite dell'acciaio per ciascun diametro delle barre:

Tensioni limite in funzione diametro barre			
Diametro barre $\phi$ [mm]	Tensione max acciaio $\sigma_s$ [Mpa]		
	$w_3=0.4\text{mm}$	$w_2=0.3\text{mm}$	$w_1=0.2\text{mm}$
	40	160	114
36	180	137	111
32	200	160	129
30	207	171	138
28	213	183	147
26	220	194	156
24	227	204	164
22	233	213	173
20	240	222	182
18	260	231	191
16	280	240	200
14	300	260	220
12	320	280	240
10	360	320	260
8	360	360	280
6	360	360	320

## 4.2 Acciaio in barre per cemento armato e Reti Elettrosaldate

### 4.2.1 Qualità dell'acciaio

Acciaio in barre B450C in accordo a DM 17/01/2018 (Capitolo 11).

Le Reti Elettrosaldate (RES), potranno essere realizzate impiegando acciaio B450A con le limitazioni all'impiego previste nel capitolo 11 delle NTC2018.

### 4.2.2 Resistenze di progetto

Caratteristiche Acciaio per Calcestruzzo armato	Var	unità	B450C	B450A
Qualità dell'acciaio			B450C	B450A
Tensione caratteristica di snervamento nominale	$f_{yk}$	Mpa	450	450
Tensione caratteristica a carico ultimo nominale	$f_{tk}$	Mpa	540	450
Modulo elastico	$E_s$	Mpa	210000	210000
diametro minimo della barra impiegabile	$\phi_{min}$	mm	6	5
diametro massimo della barra impiegabile	$\phi_{max}$	mm	40	10
<b>STATI LIMITE ULTIMI</b>	<b>Var</b>	<b>unità</b>		
coefficiente $\gamma_s$	$\gamma_s$		1.15	1.15
Resistenza di calcolo	$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s$	Mpa	391.3	391.3
<b>STATI LIMITE DI ESERCIZIO</b>	<b>Var</b>	<b>unità</b>		
$\sigma_{s,max}$ - combinazione di carico caratteristica	$\sigma_{s,max}=0.8 f_{yk}$	Mpa	360.0	360.0

### 4.3 Acciaio per carpenteria metallica

#### 4.3.1 Qualità dell'acciaio

La carpenteria metallica sarà realizzata in Acciaio del tipo autoprotetto (COR-TEN) delle seguenti caratteristiche:

#### Acciaio per strutture principali:

Elementi principali composti per saldatura o soggetti a saldatura:

- Acciaio [S355J0 W +N – UNI EN10025-5/2005](#) per spessori  $\leq 20$  mm;
- Acciaio [S355J2 W +N – UNI EN10025-5/2005](#) per spessori  $20 \text{ mm} < t \leq$  di  $40$  mm;
- Acciaio [S355K2 W +N – UNI EN10025-5/2005](#) per spessori  $t >$  di  $40$  mm.

Elementi non soggetti a saldature (angolari, profilati e piastre bullonate):

- Acciaio [S355J0 W+N – UNI EN10025-5/2005](#).

Elementi non soggetti a saldature (angolari, profilati e piastre bullonate):

- Acciaio [S355J0 W+N – UNI EN10025-5/2005](#).

#### 4.3.2 Resistenze di progetto

Caratteristiche Acciaio da carpenteria metallica		Var	unità	UNI EN 10025
Qualità dell'acciaio				<a href="#">S355</a>
Tensione caratteristica di snervamento	$t \leq 40 \text{ mm}$	$f_{yk}$	Mpa	355
Tensione caratteristica di rottura		$f_{tk}$	Mpa	510
Tensione caratteristica di snervamento	$40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$	$f_{yk}$	Mpa	335
Tensione caratteristica di rottura		$f_{tk}$	Mpa	510
Modulo elastico		Es	Mpa	210000
STATI LIMITE ULTIMI		Var	unità	
coeff. di sicurezza per resistenza delle sezioni $\gamma_{m0}$		$\gamma_{m0}$		1.05
coeff. di sicurezza per resistenza all'instabilità delle membrature $\gamma_{m1}$		$\gamma_{m1}$		1.05
coeff. di sicurezza per resistenza all'instabilità delle membrature dei ponti $\gamma_{m1}$		$\gamma_{m1}$		1.10
coeff. di sicurezza per resistenza alla frattura, delle sez. Tese indebolite dai fori $\gamma_{m2}$		$\gamma_{m2}$		1.25
Resistenza plastica di calcolo		$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{m0}$	Mpa	338.1
Resistenza all'instabilità delle membrature	$t \leq 40 \text{ mm}$	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{m1}$	Mpa	338.1
Resistenza all'instabilità delle membrature dei ponti		$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{m1}$	Mpa	322.7
Resistenza alla frattura delle sez. Tese (indebolite dai fori)		$f_{yd} = 0.9 f_{tk} / \gamma_{m2}$	Mpa	367.2
Resistenza plastica di calcolo		$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{m0}$	Mpa	319.0
Resistenza all'instabilità delle membrature	$40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{m1}$	Mpa	319.0
Resistenza all'instabilità delle membrature dei ponti		$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{m1}$	Mpa	304.5
Resistenza alla frattura delle sez. Tese (indebolite dai fori)		$f_{yd} = 0.9 f_{tk} / \gamma_{m2}$	Mpa	408.0

### 4.4 Connettori a piolo tipo Nelson

#### 4.4.1 Qualità dell'acciaio

Acciaio secondo UNI EN ISO 13918.

Acciaio [S235J2G3 + C450](#) o similare (ST37 – 3K DIN 50049).

#### 4.4.2 Resistenze di progetto

##### CONNETTORI A PIOLO

	Var	unità	
Qualità dell'acciaio			ex ST37-3K (S235J2+)
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}$	Mpa	$\geq 350$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{uk}$	Mpa	$\geq 450$
Allungamento percentuale a rottura	A	%	$\geq 15$
Strizione	St	%	$\geq 50$

#### 4.5 Giunzioni bullonate

##### 4.5.1 Qualità dell'acciaio

Tutte le giunzioni bullonate saranno realizzate con bulloneria da precarico ad Alta Resistenza (AR), conforme alla norma UNI EN 14399-1 e alle NTC2018 e recante marchiatura CE.

I bulloni avranno le seguenti caratteristiche:

- Viti di **Classe 10.9** secondo UNI EN 14399-4 e UNI EN ISO 898-1;
- Dadi **Classe 10** secondo UNI EN 14399-4 e UNI EN ISO 20898-2;
- Rondelle (rosette) secondo UNI EN 14399-6.

Le giunzioni bullonate dei collegamenti tra travi principali e trasversi saranno del tipo **ad attrito**.

Le giunzioni bullonate dei controventi a croce saranno del tipo **a taglio**.

In ogni caso i collegamenti bullonati devono essere a **serraggio controllato** con bulloni caratterizzati da classe k pari a **K<sub>2</sub>** (bulloneria da precarico).


##### 4.5.2 Resistenze di progetto

Classe di resistenza della vite			<b>10.9</b>
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{y,bk}$	Mpa	900
Tensione caratteristica di rottura	$f_{t,bk}$	Mpa	1000
STATI LIMITE ULTIMI		Var	unità
coeff. di sicurezza per resistenza dei bulloni $\gamma_{m2}$		$\gamma_{m2}$	<b>1.25</b>
Resistenza unitaria a taglio - gambo filettato della vite ( $A_{res}$ ) $f_{v,Rd} = fac f_{t,bk} / \gamma_{M2}$	$f_{v,Rd}$	MPa	400
Resistenza unitaria a taglio - gambo NON filettato della vite (A) $f_{v,Rd} = 0.6 f_{t,bk} / \gamma_{M2}$	$f_{v,Rd}$	MPa	480
Resistenza unitaria a trazione - $f_{t,Rd} = 0.9 f_{t,bk} / \gamma_{M2}$	$f_{t,Rd}$	MPa	720
Unioni ad attrito - coeff. di sicurezza per resistenza dei bulloni a scorrimento SLU $\gamma_{m3}$	$\gamma_{m3}$ SLU		<b>1.25</b>
Unioni ad attrito - coeff. di sicurezza per resistenza dei bulloni a scorrimento SLE $\gamma_{m3}$	$\gamma_{m3}$ SLE		<b>1.10</b>
Unioni ad attrito - coefficiente $\gamma_{m7}$ - Precarico dei bulloni ad Alta Resistenza	$\gamma_{m7}$		<b>1.00</b>
Unioni ad attrito - Forza unitaria di "precarico" $f_{p,Cd} = 0.7 f_{t,bk} / \gamma_{M7}$	$f_{p,Cd}$	MPa	700
Unioni ad attrito - coefficiente di attrito $\mu$	$\mu$		<b>0.30</b>
Unioni ad attrito - Resistenza unitaria allo scorrimento SLU $f_{s,Rd} = \mu f_{p,Cd} / \gamma_{M3}$	$f_{s,Rd}$ SLU	MPa	168
Unioni ad attrito - Resistenza unitaria allo scorrimento SLE $f_{s,Rd} = \mu f_{p,Cd} / \gamma_{M3}$	$f_{s,Rd}$ SLE	MPa	191

#### 4.6 Giunzioni saldate

Tutte le giunzioni per **l'assemblaggio dei concetti delle travi principali**, sia quelle da eseguire in officina che quelle da eseguire in cantiere, **saranno di tipo saldato a completa penetrazione di 1° classe**.

I procedimenti di saldatura, i materiali di apporto e i controlli dovranno essere conformi a quanto stabilito dalle NTC2018. Le specifiche e la sequenza esecutiva delle saldature a completa penetrazione saranno concordate con l'I.I.S.

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA-356	<i>Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu</i>	

## 5 AZIONI E COMBINAZIONI DI PROGETTO

### 5.1 Elenco delle azioni sui ponti stradali

Le azioni di progetto, in accordo con quanto previsto dal capitolo 5 “Ponti” delle NTC2018, vengono di seguito elencate:

#### Azioni permanenti:

- Peso proprio degli elementi strutturali: g1
- Carichi permanenti portati (pavimentazione, cordoli/marciapiedi, barriere acustiche (ove previste), barriere di sicurezza stradale, parapetti, finiture, sistema di smaltimento acque, attrezzature stradali, rinfianchi e simili) g2
- Altre azioni permanenti (spinta delle terre, spinte idrauliche, etc.) g3

#### Distorsioni e deformazioni impresse:

- Distorsioni e presollecitazioni di progetto: ε1
- Effetti reologici - ritiro: ε2
- Effetti reologici - viscosità: ε3
- Cedimenti vincolari: ε4

#### Azioni Variabili da traffico:

- Carichi verticali comprensivi degli effetti dinamici (Schemi di carico 1 ÷ 5): q1
- Incremento dinamico addizionale in presenza di discontinuità strutturale: q2
- Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione: q3
- Azione centrifuga: q4

#### Altre Azioni Variabili:

- Azioni di Neve e di Vento: q5
- Azioni idrodinamiche: q6
- Azioni della temperatura: q7
- Azioni sui parapetti e urto di veicolo in svio: q8
- Resistenze parassite dei vincoli: q9

#### Azioni sismiche:

E

#### Azioni eccezionali:

A


Nel prosieguo vengono analizzate solo le azioni prese in considerazione ai fini della progettazione delle strutture in esame.

### 5.2 Analisi dei carichi

Nella determinazione dei valori delle azioni si è tenuto conto dei seguenti pesi unitari dei materiali:

- Strutture in cemento armato:  $\gamma_{cls} = 25.0 \text{ kN/m}^3$
- Strutture in acciaio:  $\gamma_{acciaio} = 78.5 \text{ kN/m}^3$
- Pavimentazione:  $\gamma_{pav} = 24.0 \text{ kN/m}^3$

Di seguito si riporta l'analisi delle azioni agenti sulle strutture con riferimento al loro valore caratteristico (k).

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA-356	<i>Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu</i>	

## 5.2.1 Azioni permanenti - Peso proprio degli elementi strutturali – g1

### 5.2.1.1 Peso proprio delle strutture d'impalcato

Nell'ambito dell'analisi globale delle travi principali d'impalcato, il peso proprio della carpenteria metallica è stato computato in automatico dal codice di calcolo utilizzato, a partire dalle aree degli elementi che rappresentano le travi principali, considerando un coefficiente maggiorativo pari a **1.63** che tiene conto dell'incidenza delle strutture secondarie (traversi, controventi, saldature, bullonature etc.).

Il peso proprio della soletta comprensiva delle predalle è pari a:

- Soletta in c.a.:  $(12.0 \times 0.31 + 10.5 \times (10.5/2 \times 0.025))/2 / 12.0 \times 25.0 = 110.23$  kN/ml

Tenendo conto dell'eccentricità della soletta rispetto al baricentro delle travi principali, il carico agente su ciascuna trave, generato dal peso della soletta, risulta pari a:

Carichi agenti sulle travi		Trsx	Trdx
Peso soletta in c.a.	kN/m	55.11	55.11

Nell'ambito dell'analisi delle sottostrutture è stato considerato il seguente peso proprio delle strutture di carpenteria metallica d'impalcato:

- Strutture in carpenteria metallica impalcato :  $2.40 \times 12.00 = 28.80$  kN/ml

Si ottiene pertanto un peso proprio complessivo delle strutture d'impalcato pari a:

$$Pg1a = 28.80 + 110.23 = 139.03 \text{ kN/m}$$

### 5.2.1.2 Peso proprio delle sottostrutture e relative fondazioni

Il peso proprio delle spalle è stato computato nell'ambito delle rispettive analisi e verifiche, condotte con l'ausilio di specifici fogli di calcolo di Excel.

## 5.2.2 Azioni permanenti - Carichi permanenti portati – g2

### 5.2.2.1 Carichi permanenti agenti sulle strutture d'impalcato

Il peso della pavimentazione, comprensivo dello strato di impermeabilizzazione estradossale, è pari a:

$$g2,pav = 0.11 \times 24.0 = 2.64 \text{ kN/mq}$$

approssimando per eccesso, nelle analisi si considera il valore di **3.0** kN/mq.

L'analisi dei carichi permanenti portati è appresso illustrata:

<i>Analisi dei carichi</i>		p (kN/m)	ecc (m)	M (kNm/m)
cordolo sx	kN/m	3.00	-5.63	-16.88
cordolo dx	kN/m	3.00	5.63	16.88
pavimentazione	kN/m	31.50	0.00	0.00
guard-rail sx	kN/m	1.50	-5.75	-8.63
guard-rail dx	kN/m	1.50	5.75	8.63
barriera antirumore /parapetto sx	kN/m	0.50	-5.85	-2.93
barriera antirumore /parapetto dx	kN/m	0.50	5.85	2.93
Tubazione smaltimento acque di piattaforma in sx	kN/m	1.50	-5.25	-7.88
Tubazione smaltimento acque di piattaforma in dx	kN/m	1.50	5.25	7.88
veletta sx	kN/m	1.40	-6.00	-8.40
veletta dx	kN/m	1.40	6.00	8.40
<b>Sommano</b>		<b>47.30</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>

Carichi agenti sulle travi		Trsx	Trdx
cordoli	kN/m	3.00	3.00
pavimentazione	kN/m	15.75	15.75
guard-rail	kN/m	1.50	1.50
barriere antirumore/parapetti	kN/m	0.50	0.50
Tubazione smaltimento acque di piattaforma	kN/m	1.50	1.50
velette	kN/m	1.40	1.40
<b>Totale permanenti portati</b>	<b>kN/m</b>	<b>23.65</b>	<b>23.65</b>

### 5.2.2.2 Rinterro sulle spalle

Gli effetti del rinterro sono stati determinati considerando un peso specifico del terreno:

$$\gamma_{rin} = 18.0 \text{ kN/m}^3$$

### 5.2.3 Azioni permanenti - Spinta delle terre in condizioni statiche – g3

La spinta delle terre sulle spalle fondate su pali è stata valutata in esercizio con riferimento al coefficiente di spinta a riposo del terreno retrostante.

Sono stati considerati i seguenti parametri:

peso di volume del materiale da rilevato stradale:  $\gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3$

angolo d'attrito interno del rilevato stradale:  $\phi = 35^\circ$

coefficiente di spinta a riposo :  $K0 = 1 - \text{sen } \phi = 0.426$

In condizioni sismiche, la spinta delle terre è stata valutata in accordo alla teoria di Mononobe-Okabe.

Il calcolo dei coefficienti di spinta è esplicitato nell'ambito delle verifiche delle spalle.


### 5.2.4 Distorsioni e deformazioni impresse - Effetti reologici: ritiro e viscosità – $\epsilon_2$ e $\epsilon_3$

#### 5.2.4.1 Deformazione da ritiro a tempo infinito

La deformazione totale per ritiro si può esprimere come:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$



Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA-356	<i>Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu</i>	

Dove:

- $\epsilon_{cs}$  è la deformazione totale per ritiro  
 $\epsilon_{cd}$  è la deformazione per ritiro da essiccamento  
 $\epsilon_{ca}$  è la deformazione per ritiro autogeno

La valutazione delle deformazioni sopra elencate è stata effettuata in accordo al punto §11.2.10.6 delle NTC2018 pervenendo ai seguenti valori:

<b>Ritiro del calcestruzzo (<math>\epsilon</math> 2)</b>	<b>var</b>	<b>unità</b>	
Modulo elastico calcestruzzo	$E_c$	MPa	34077
spessore dei getti in opera	$h_c$	m	0.30
area del calcestruzzo soggetta a ritiro	$A_c$	m <sup>2</sup>	3.569
perimetro della sezione a contatto con l'atmosfera	$u$	m	12.69
coefficiente $h_0 = 2 \times A_c / u$	$h_0$	mm	562
umidità relativa atmosfera	RH	%	75%

Gli effetti dovuti al ritiro iperstatico sono stati schematizzati attraverso le seguenti azioni equivalenti applicate alle estremità:


$$N_r = - \epsilon_{cs} \times A_c \times E_a / n_r$$

$$M_r = N_r \times z$$

Essendo:

- $\epsilon_{cs}$  la deformazione totale finale per ritiro;  
 $A_c$  l'area del calcestruzzo soggetta a ritiro;  
 $E_a$  modulo elastico dell'acciaio;  
 $n_r$  coefficiente di omogeneizzazione acciaio-cla relativo alle azioni del ritiro.  
 $z$  distanza tra baricentro della soletta e baricentro della sezione composta relativo alle azioni di lungo termine dovute al ritiro.

Di seguito il dettaglio dei valori relativo al caso in esame:

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 <b>anas</b> GRUPPO FS ITALIANE
CA-356	<i>Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu</i>	

<b>Effetti dovuti al ritiro del calcestruzzo (<math>\epsilon 2</math>)</b>	<b>var</b>	<b>unità</b>	
distanza tra il baricentro della soletta in cls e il baricentro della sezione composta a tinf estremità sx	z	m	0.567
baricentro della sezione composta a tinf estremità dx	z	m	0.567
Forza assiale d'estremità	Ncr	kN	-12692.4
Momento flettente d'estremità sx	Mcrsx	kNm	7195.8
Momento flettente d'estremità dx	Mcrdx	kNm	7195.8
Carichi agenti sulle travi		Trsx	Trdx
Forza assiale d'estremità sx	kN	-6346.2	-6346.2
Momento flettente d'estremità sx	kNm	3597.9	3597.9
Forza assiale d'estremità dx	kN	-6346.2	-6346.2
Momento flettente d'estremità dx	kNm	3597.9	3597.9

#### 5.2.4.2 Coefficienti di omogeneizzazione acciaio-cls a lungo termine

Gli effetti del ritiro e della viscosità sono valutati mediante l'adozione di un modulo elastico del calcestruzzo corretto:

$$E_c^* = \frac{E_{c0}}{1 + \psi_L \cdot \phi(t, t_0)}$$

Dove:

$E_{c0}$  è il modulo elastico del cls a 28 giorni;

$\psi_L$  è un coefficiente correttivo dipendente dal tipo di azione che per la valutazione degli effetti isostatici ed iperstatici del ritiro vale 0.55 mentre per la valutazione degli effetti indotti dai carichi permanenti vale 1.10;

$\phi(t, t_0)$  è il coefficiente di viscosità definito in accordo alle tabelle 11.2.VI e 11.2.VII delle NTC2018 in funzione di  $t_0$

$t_0$  è assunto pari ad 1 giorno per la valutazione degli effetti dovuti dal ritiro, mentre è assunto pari a 60 giorni per la valutazione degli effetti dovuti ai carichi permanenti.

Le caratteristiche geometriche-inerziali delle sezioni trasversali composte che schematizzano l'impalcato sono state definite omogeneizzando la soletta alla trave metallica. Per le azioni di lunga durata, sono stati definiti i rapporti modulati  $n_L$  in funzione del tipo di azione mediante la:

$$n_L = \frac{E_a}{E_c^*} = \frac{E_a}{\frac{E_{c0}}{1 + \psi_L \cdot \phi(t, t_0)}} = n_0 (1 + \psi_L \cdot \phi(t, t_0))$$

Avendo indicato con  $n_0 = E_a / E_{c0}$  il rapporto modulare per azioni di breve durata.

In ultima analisi si ottiene:

Condizione di carico	$\Psi_L$	$t_0$ (giorni)	$\phi_c(\text{inf}, t_0)$	$n_L$
Ritiro	0.55	1	2.79	15.63
Carichi permanenti portati	1.10	60	1.30	14.96

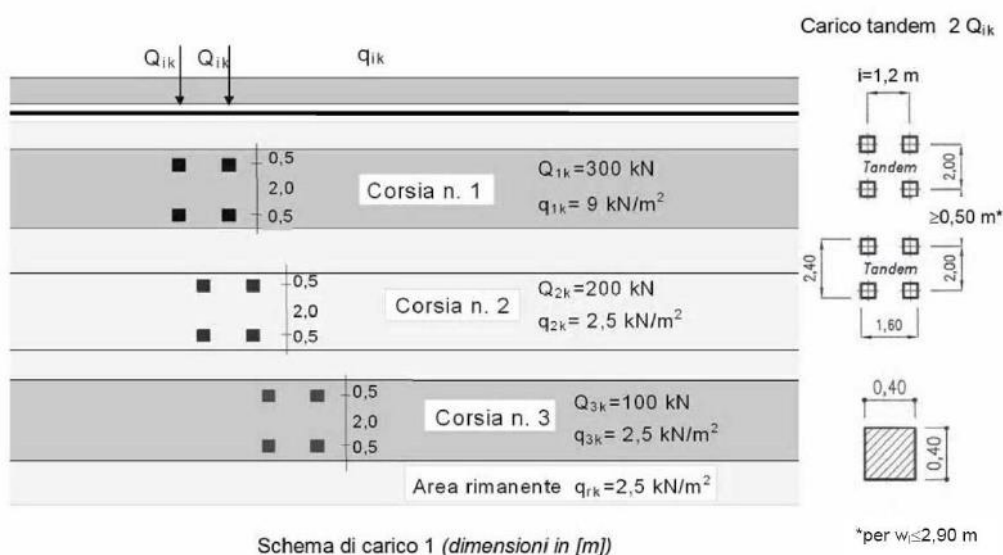
### 5.2.5 Distorsioni e deformazioni impresse - Cedimenti vincolari – $\epsilon_4$

Trattandosi di impalcati a trave appoggiata, gli effetti legati ai cedimenti degli appoggi sono nulli.

### 5.2.6 Azioni variabili da traffico - Carichi verticali compressivi degli effetti dinamici – $q_1$

I carichi variabili da traffico sono definiti dagli Schemi di Carico descritti nel punto 5.1.3.3.3 delle NTC2018.

Per le analisi globali finalizzate al dimensionamento delle strutture di impalcato e delle sottostrutture si è fatto riferimento allo Schema di Carico 1 costituito da carichi concentrati su due assi tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0.40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato nella seguente figura:



Si considera un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa.

Le intensità dei carichi concentrati e distribuiti considerate sono quelle richiamate nella Tab. 5.1.II delle NTC2018:

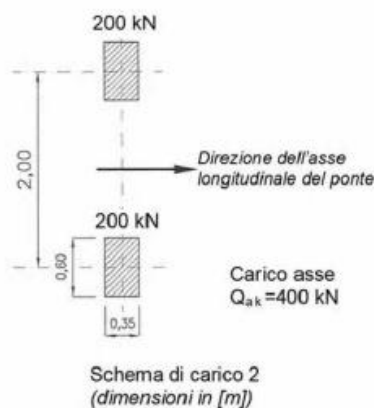
Tab. 5.1.II - Intensità dei carichi  $Q_{ik}$  e  $q_{ik}$  per le diverse corsie

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

I suddetti carichi mobili includono gli effetti dinamici.

Nel caso in esame, non essendo previsti marciapiedi, non è stato considerato lo Schema di carico 5, relativo alla folla, uniformemente distribuito di intensità pari a  $5.0 \text{ kN/m}^2$ .

Per le verifiche locali della soletta d'impalcato è stato considerato anche lo Schema di carico 2 costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza  $0.60 \text{ m}$  ed altezza  $0.35 \text{ m}$ , come mostrato nella figura seguente:



Questo schema è stato considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa.

Le larghezze  $w_l$  delle corsie convenzionali su una carreggiata ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono indicati nel prospetto seguente (fig. 5.1.1 e Tab. 5.1.I delle NTC2018):

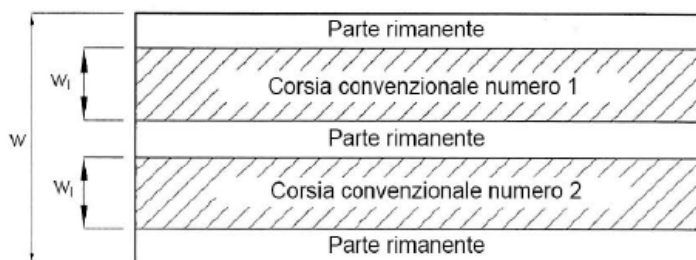


Fig. 5.1.1 - Esempio di numerazione delle corsie

Tab. 5.1.I - Numero e larghezza delle corsie

Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40 \text{ m}$	$n_l = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0 \text{ m}$	$n_l = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_l)$

### 5.2.6.1 Disposizione trasversale delle corsie convenzionali per analisi globali impalcato

La disposizione delle corsie convenzionali nella carreggiata è stata scelta in modo da ottenere la situazione più gravosa sulla singola trave principale esaminata.

Sono state esaminate le seguenti configurazioni:

- C1-sx: 1 colonna di carico (Corsia Numero 1), disposta a partire dal margine sinistro della carreggiata;
- C2-sx: 2 colonne di carico (Corsia Numero 1 e n.2), disposte a partire dal margine sinistro della carreggiata;
- C3-sx: 3 colonne di carico (Corsia Numero 1, n.2 e n.3), disposte a partire dal margine sinistro della carreggiata;
- C4-sx: 3 colonne di carico (Corsia Numero 1, n.2 e n.3 e parte rimanente), disposte a partire dal margine sinistro della carreggiata;
- C1-dx: 1 colonna di carico (Corsia Numero 1), disposta a partire dal margine destro della carreggiata;
- C2-dx: 2 colonne di carico (Corsia Numero 1 e n.2), disposte a partire dal margine destro della carreggiata;
- C3-dx: 3 colonne di carico (Corsia Numero 1, n.2 e n.3), disposte a partire dal margine destro della carreggiata;
- C4-dx: 3 colonne di carico (Corsia Numero 1, n.2 e n.3 e parte rimanente), disposte a partire dal margine destro della carreggiata.

La distribuzione dei carichi accidentali sulle due travi è determinata risolvendo il sistema **isostatico** costituito dalla soletta d'impalcato appoggiata in corrispondenza delle due travi e determinando le reazioni di appoggio.


Le tabella seguente sintetizza la ripartizione dei carichi mobili per le combinazioni da C1-sx a C4-sx (carichi mobili in SX):

Carichi agenti sulle travi		Trsx	Trdx
1 colonna di carico (Q1k)	kN/m	326.77	-26.77
2 colonne di carico (Q1k + Q2k)	kN/m	452.31	47.69
3 colonne di carico (Q1k + Q2k + Q3k)	kN/m	468.92	131.08
1 colonna di carico (q1k)	kN/m	29.41	-2.41
2 colonne di carico (q1k + q2k)	kN/m	34.12	0.38
3 colonne di carico (q1k + q2k + q3k)	kN/m	35.36	6.64
3 colonne di carico (q1k + q2k + q3k)+ parte rimanente	kN/m	35.40	5.55
Carico della folla su singolo marciapiede	kN/m	0.00	0.00
Carico della folla su doppio marciapiede	kN/m	0.00	0.00
Veicoli LM2 per verifiche a fatica (asse corsia lenta)	kN/m	0.81	0.19

La ripartizione dei carichi mobili sulle due travi per le combinazioni da C1-dx e C4-dx è la seguente:

Carichi agenti sulle travi		Trsx	Trdx
1 colonna di carico (Q1k)	kN/m	-23.08	323.08
2 colonne di carico (Q1k + Q2k)	kN/m	53.85	446.15
3 colonne di carico (Q1k + Q2k + Q3k)	kN/m	138.46	461.54
1 colonna di carico (q1k)	kN/m	-2.08	29.08
2 colonne di carico (q1k + q2k)	kN/m	0.81	33.69
3 colonne di carico (q1k + q2k + q3k)	kN/m	7.15	34.85
Carico della folla su singolo marciapiede	kN/m	0.00	0.00
Carico della folla su doppio marciapiede	kN/m	0.00	0.00
Veicoli LM2 per verifiche a fatica (asse corsia lenta)	kN/m	0.21	0.79

Come è possibile evincere, gli effetti più gravosi per la singola trave, sono relativi alla trave sinistra nel caso dei carichi mobili in sinistra parte rimanente.

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA-356	<i>Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu</i>	

### 5.2.6.2 Disposizione trasversale delle corsie convenzionali per analisi globali sottostrutture

- C1: impalcato impegnato da 3 colonne di carico (Corsia Numero 1, n.2 e n.3), disposte a partire dal margine sinistro della carreggiata, e carico distribuito  $q_{ik}$  sulla rimanente larghezza dell'impalcato, questa configurazione massimizza lo sforzo normale sulle sottostrutture;
- C2: impalcato impegnato da 2 colonne di carico (Corsia Numero 1 e n.2), disposte a partire dal margine sinistro della carreggiata, questa configurazione massimizza la coppia trasversale sulle sottostrutture;
- C3: impalcato impegnato da 3 colonne di carico (Corsia Numero 1, n.2 e n.3), disposte a partire dal margine destro della carreggiata, e carico distribuito  $q_{ik}$  sulla rimanente larghezza dell'impalcato, questa configurazione massimizza lo sforzo normale sulle sottostrutture;
- C4: impalcato impegnato da 2 colonne di carico (Corsia Numero 1 e n.2), disposte a partire dal margine destro della carreggiata, questa configurazione massimizza la coppia trasversale sulle sottostrutture.

### 5.2.6.3 Disposizione longitudinale dei carichi mobili

In direzione longitudinale, i carichi sono stati applicati come suggerito dalle linee d'influenza in modo da ottenere gli effetti più sfavorevoli.

### 5.2.7 Azioni variabili da traffico – Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione – $q_3$

L'azione longitudinale di frenamento o di accelerazione  $q_3$  è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1:

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

La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

Nel caso in esame si ha:

$$q_3 = 446.4 \text{ kN}$$

### 5.2.8 Azioni variabili da traffico – Azione centrifuga – $q_4$

Nei ponti con asse curvo di raggio R (in metri), l'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta convenzionalmente come indicato nella Tab. 5.1.III delle NTC2018, essendo  $Q_v = \sum_i 2Q_{ik}$  il carico totale dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 agenti sul ponte.

Il carico concentrato  $q_4$ , applicato a livello della pavimentazione, agisce in direzione normale all'asse del ponte.

Tab. 5.1.III - Valori caratteristici delle forze centrifughe

Raggio di curvatura [m]	$q_4$ [kN]
$R < 200$	$0,2 Q_v$
$200 \leq R \leq 1500$	$40 Q_v/R$
$1500 \leq R$	0

Nel caso in esame si trascurano gli effetti della forza centrifuga.

### 5.2.9 Azioni di Neve e di Vento – q5

Il carico di neve, non concomitante con i carichi da traffico, non risulta in alcun modo dimensionante nel caso in esame e non viene preso in considerazione.

Le azioni da vento sono state valutate secondo quanto specificato nel par. 3.3 delle NTC2018.

L'azione del vento è stata assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte. Tale azione è stata considerata agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite.

La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposte al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

Per il calcolo dei coefficienti di forma si è fatto riferimento alla UNI-ENV 1991-2-4/1997:

$$c_{f,x} = c_{f,x,0}$$

Dove:

$c_{f,x,0}$  è il coefficiente di forma per snellezza infinita da determinarsi in base alle caratteristiche geometriche dell'impalcato ed al rapporto  $d/b$  in base alle figure sotto riportate:

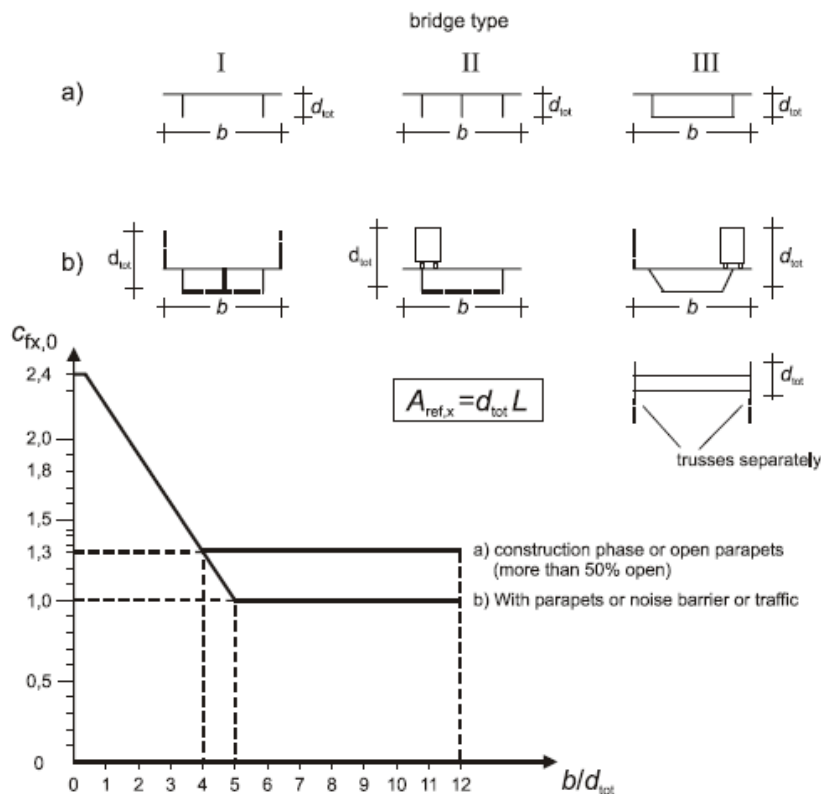


Figure 8.3 — Force coefficient for bridges,  $C_{f,x,0}$

Di seguito si riporta il calcolo delle azioni esercitate dal vento sulle strutture d'impalcato:

<b>Effetti dovuti al Vento (q5)</b>	<b>var</b>	<b>unità</b>	
parametro vb,0	vb0	m/sec	28
parametro a0	a0	m	750
parametro ka	ka	l/sec)	0.4
altitudine del viadotto s.l.m.	as	m	70
velocità di riferimento vb	vb	m/sec	28.0
pressione cinetica del vento	qb	kN/m2	0.49
Classe di rugosità del terreno			D
Categoria di esposizione del sito			II
coefficiente kr	kr		0.19
altezza di riferimento z0	z0	m	0.05
altezza di riferimento zmin	zmin	m	4.00
altezza dal suolo z	z	m	5.0
coefficiente di topografia	ct		1.0
coefficiente di esposizione ce(z)	ce		1.93
coefficiente dinamico cd	cd		1.00
coefficiente di forma cp impalcato scarico	cp1		1.64
coefficiente di forma cp impalcato carico	cp2		1.83
coefficiente di forma cp pile	cp3		1.20
pressione del vento impalcato scarico		kN/m2	1.55
pressione del vento impalcato carico		kN/m2	1.73
pressione del vento pile		kN/m2	1.13
Lunghezza complessiva impalcato	Ltot	m	32
altezza impalcato scarico	Hp1	m	4.17
Altezza impalcato carico	Hp2	m	5.25
Altezza centro di taglio	zg	m	1.89
<b>Carichi dovuti al vento</b>	<b>qt (kN/m)</b>	<b>b (m)</b>	<b>Mt (kNm/m)</b>
Impalcato scarico (braccio al baricentro impalcato)	6.5	0.20	1.3
Impalcato carico (braccio rispetto al baricentro impalcato)	9.1	0.74	6.7
Impalcato scarico (braccio rispetto agli appoggi)	6.5	2.09	13.5
Impalcato carico (braccio rispetto agli appoggi)	9.1	2.63	23.8

Carichi verticali agenti sulle travi		Trsx	Trdx
Vento ad impalcato scarico - rispetto al baricentro impalcato	kN/m	-0.20	0.20
Vento ad impalcato carico - rispetto al baricentro impalcato	kN/m	-1.03	1.03
Vento ad impalcato scarico - rispetto al piano appoggi	kN/m	-2.08	2.08
Vento ad impalcato carico - rispetto al piano appoggi	kN/m	-3.66	3.66

### 5.2.10 Azioni della temperatura – q7

Le variazioni termiche agenti sulle strutture d'impalcato sono state adottate in accordo alla norma EN 1991-1-5.



Nell'analisi globale delle strutture d'impalcato e delle sottostrutture sono state considerate:

- una variazione termica positiva tra soletta e travi metalliche pari a  $+10^{\circ}$ ;
- una variazione termica negativa tra soletta e travi metalliche pari a  $-10^{\circ}$ .

La differenza di temperatura uniforme agente sulle strutture d'impalcato, considerata ai fini del dimensionamento dell'escursione longitudinale di dispositivi di appoggio e giunti di dilatazione, è stata valutata in base ai seguenti parametri:

Dati	Var	unità	SP
Distanza tra punto fisso e giunto di dilatazione	DL	m	32.00
Tipologia di impalcato	Type		2
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha$		1.00E-05
Temperatura iniziale	T0		15
Temperatura massima dell'aria all'ombra al livello del mare	Tmax	[°]	41.43
Temperatura minima dell'aria all'ombra al livello del mare	Tmin	[°]	-7.59
altitudine del sito sul livello del mare	as	m	70
Zona climatica	Z		II
deformazione totale finale per ritiro	$\epsilon_{CS}$		0.00015

La tipologia d'impalcato fa riferimento alla classificazione della EN 1991-1-5 (tipo 2 per impalcati a struttura mista acciaio-calcestruzzo).

La zona climatica fa riferimento alla zonizzazione del territorio nazionale di seguito illustrata:

- Al fine della valutazione della temperatura dell'aria all'ombra a quote diverse da quella del mare, il territorio italiano è suddiviso in 4 zone climatiche:
- zona I (Valle d'Aosta, Piemonte Lombardia, Emilia Romagna, Veneto, Friuli Venezia Giulia, Trentino Alto Adige);
  - zona II (Liguria, Toscana, Umbria, Lazio, Sardegna, Campania, Basilicata);
  - zona III (Marche, Abruzzo, Molise, Puglia);
  - zona IV (Calabria, Sicilia).



Figura 5.1: Zonizzazione del territorio nazionale per valutazioni azioni climatiche

I valori delle temperature massime e minime all'ombra al livello del mare, sono state desunte dalle seguenti mappe:

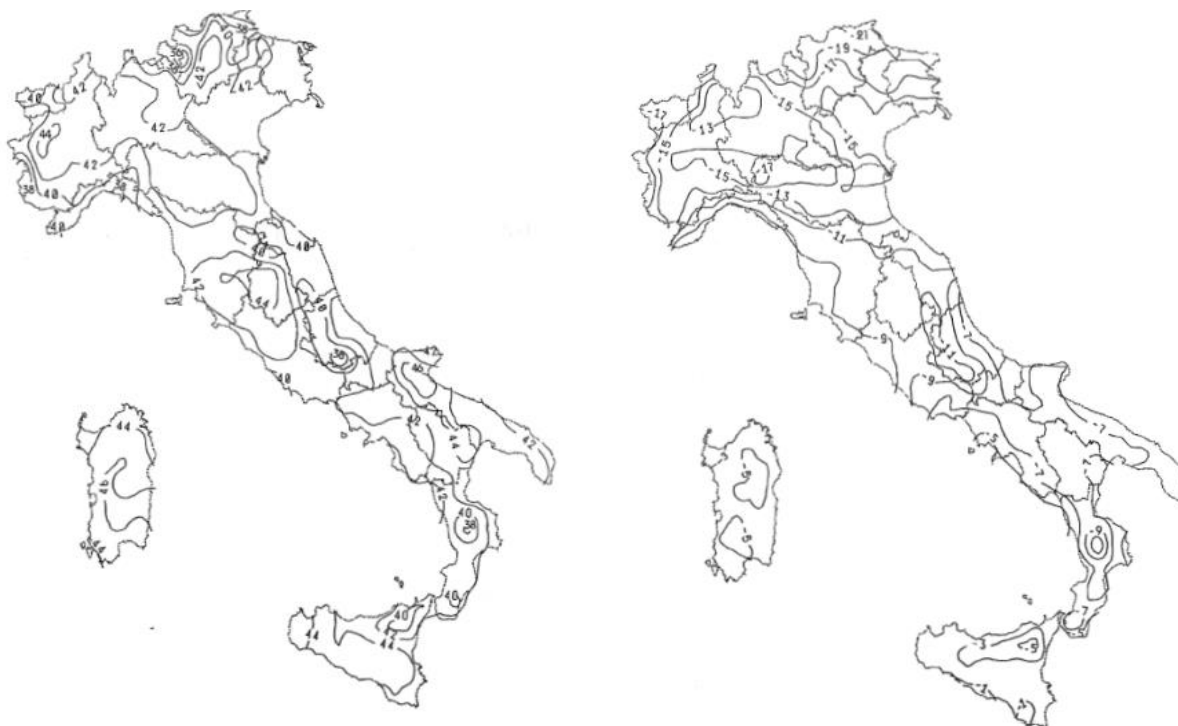


Figura 5.2: Temperature dell'aria massime  $T_{max}$  (sx) e minime  $T_{min}$  (dx) dell'aria all'ombra al livello del mare

Gli effetti dovuti alle variazioni termiche differenziali sono stati schematizzati attraverso le seguenti azioni equivalenti applicate alle estremità:

**Variazioni termiche positive:**

$$N\Delta T_+ = \alpha \Delta T \times A_c \times E_a / n_0$$

$$M\Delta T_+ = - N\Delta T_+ \times z$$

**Variazioni termiche negative:**

$$N\Delta T_- = - \alpha \Delta T \times A_c \times E_a / n_0$$

$$M\Delta T_- = N\Delta T_- \times z$$

Essendo:

$\alpha$  il coefficiente di dilatazione termica;

$A_c$  l'area della soletta gettata in opera;

$E_a$  modulo elastico dell'acciaio;

$n_0$  coefficiente di omogeneizzazione acciaio-clt relativo alle azioni di breve termine.

$z$  distanza tra baricentro della soletta e baricentro della sezione composta relativo alle azioni di breve termine.

Di seguito il dettaglio dei valori relativo al caso in esame:

**Effetti dovuti alle Variazioni termiche (q7)**

	var	unità	
variazione termica positiva	$\Delta T+$	°	10.0
variazione termica negativa	$\Delta T-$	°	-10.0
coefficiente di dilatazione termica	$\alpha$		1.00E-05
coefficiente di omogeneizzazione a t0	n0		6.16
distanza tra il baricentro della soletta in cls e il baricentro della sezione composta a t0 estremità sx	z	m	0.344
baricentro della sezione composta a t0 estremità dx	z	m	0.344
Forza assiale d'estremità DT+	NcdT+	kN	12162.3
Momento flettente d'estremità sx	McdT+sx	kNm	-4186.5
Momento flettente d'estremità dx	McdT+dx	kNm	-4186.5
Forza assiale d'estremità DT-	NcdT-	kN	-12162.3
Momento flettente d'estremità sx	McdT-sx	kNm	4186.5
Momento flettente d'estremità dx	McdT-dx	kNm	4186.5

Carichi agenti sulle travi

		Trsx	Trdx
Forza assiale d'estremità - DT+	kN	6081.2	6081.2
Momento flettente d'estremità sx	kNm	-2093.2	-2093.2
Momento flettente d'estremità dx	kNm	-2093.2	-2093.2
Forza assiale d'estremità - DT-	kN	-6081.2	-6081.2
Momento flettente d'estremità sx	kNm	2093.2	2093.2
Momento flettente d'estremità dx	kNm	2093.2	2093.2

**5.2.11 Azioni sui parapetti e urto veicolo in svio – q8**

Il sistema di forze orizzontali equivalenti all'effetto dell'azione d'urto sulla barriera di sicurezza stradale, secondo il paragrafo §5.1.3.10 delle NTC2018, può essere valutato alternativamente sulla base:

- delle risultanze sperimentali ottenute nel corso di prove d'urto al vero, su barriere della stessa tipologia e della classe di contenimento previste in progetto, mediante l'utilizzo di strumentazione idonea a registrare l'evoluzione degli effetti dinamici;
- del riconoscimento di equivalenza tra il sistema di forze e le azioni trasmesse alla struttura, a causa di urti su barriere della stessa tipologia e della classe di contenimento previste in progetto, laddove tale equivalenza risulti da valutazioni teoriche e/o modellazioni numerico-sperimentali;

In assenza delle suddette valutazioni, il sistema di forze orizzontali può essere determinato con riferimento alla resistenza caratteristica degli elementi strutturali principali coinvolti nel meccanismo d'insieme della barriera e deve essere applicato ad una quota  $h$ , misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni  $h_1$  e  $h_2$ , dove  $h_1 = (\text{altezza della barriera} - 0,10\text{m})$  e  $h_2 = 1,00\text{ m}$ .

La norma specifica altresì che nel dimensionamento degli elementi strutturali ai quali è collegata la barriera si deve tener conto della eventuale sovrapposizione delle zone di diffusione di tale sistema di forze, in funzione della geometria della barriera e delle sue condizioni di vincolo.

Per il dimensionamento dell'impalcato, le forze orizzontali così determinate devono essere amplificate di un fattore pari a 1.50, fermo restando che trattandosi di azione eccezionale, il coefficiente parziale di sicurezza per la combinazione di carico agli SLU per l'urto del veicolo in svio deve essere assunto unitario.

Nel caso in esame, è previsto l'impiego di barriere di fornitura Anas con classe di contenimento H3-BP.

La tabella seguente riporta il calcolo del momento trasmesso dal singolo montante delle barriere di sicurezza alle strutture di sostegno in funzione della classe di contenimento:

Azioni da urto di veicolo in svio	Var	unità	H2BP	H3BP	H4BP
Profilo montante	Prof		C160x120x40x5	C160x120x40x5	C160x120x40x5
Interasse montanti	im	m	2.25	1.50	1.50
Altezza barriera	hb	m	1.355	1.51	1.56
Altezza piastre di rinforzo alla base	hpr	m	0.20	0.20	0.20
Spessore piastra di base	spb	m	0.015	0.015	0.015
Sovralzo cordolo su piano viario	hc	m	0.05	0.05	0.05
Altezza punto di applicazione dal piano viario	hq8	m	1.00	1.00	1.00
distanza tra punto di applicazione e cerniera plastica	bp	m	0.735	0.735	0.735
Modulo plastico di resistenza	Wp	mm <sup>3</sup>	144480	144480	144480
tensione di snervamento acciaio	fyk	MPa	275	275	275
Momento plastico	Mp	kNm	51.7	51.7	51.7
<b>Forza orizzontale associata a Mp: <math>H_p = M_p/b_p</math></b>	<b>Hp</b>	<b>kN</b>	<b>70.3</b>	<b>70.3</b>	<b>70.3</b>
<b>Mtot = Mp + Hp x (hc + spb + hpr)</b>	<b>Mtot</b>	<b>kNm</b>	<b>70.3</b>	<b>70.3</b>	<b>70.3</b>

Il valore della forze è sempre lo stesso atteso che il profilo previsto per i montanti delle barriere Anas ha sempre le stesse caratteristiche.

Trattandosi di opere di nuova realizzazione è apparso conveniente riferirsi alle forze e schemi di applicazione delle forze d'urto previste nel "Quaderno Anas n.1", per condizioni "ordinarie", che prevede l'applicazione di forze trasversali più elevate rispetto a quelle corrispondenti alla plasticizzazione dei montanti delle barriere Anas:

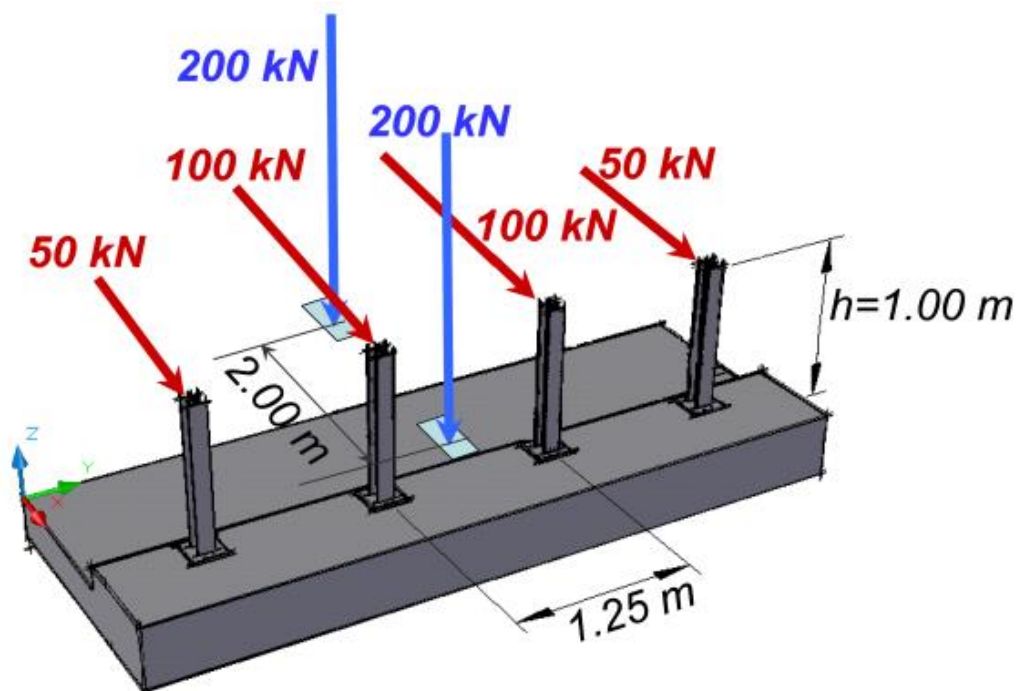


Figura 5.3: Schema di carico globale da considerare nel caso di condizioni di progettazione "ordinarie"

La condizione di progettazione "ordinaria" è raggiunta se sono verificati i seguenti aspetti:

- **connessioni tra barriere e strutture:** si ipotizza l'installazione di barriere metalliche vincolate alla struttura per mezzo di connessioni pseudo-duttile, ossia in particolare mediante l'utilizzo di 3 o 4 tirafondi in acciaio per ciascuna piastra alla base dei montanti della barriera, ancorati chimicamente al calcestruzzo e meccanicamente alla piastra con bulloni serrati (alla coppia di serraggio stabilita dal manuale di installazione della barriera);
- **traffico stradale:** l'aliquota relativa ai veicoli pesanti è contenuta entro il 30% del flusso totale di traffico; le velocità praticate sono coerenti con la velocità di progetto della strada, per quanto riguarda i veicoli leggeri, e con i limiti legali di velocità per i veicoli pesanti;
- **configurazione geometrica della strada:** si fa riferimento a tratti stradali in rettilineo ed in orizzontale ovvero caratterizzati da andamento planimetrico e altimetrico della strada poco differente da tali condizioni.

Il sistema di forze equivalenti alle azioni causate da collisioni sugli elementi di sicurezza in condizioni di progettazione ordinarie prevede:

- **forze trasversali:** si assumono quattro forze orizzontali in corrispondenza dei montanti della barriera, il cui interasse è stabilito in 1.25 m; le due forze applicate ai paletti di estremità della zona considerata sono pari a 50kN e le altre due, applicate ai montanti interni, sono pari a 100kN. Tutte le forze agiscono trasversalmente ad un'altezza di 1.00 m dal piano viabile e sono dirette verso l'esterno dell'impalcato.
- **carichi verticali:** oltre al peso proprio della struttura, si considera lo Schema di Carico 2 previsto nelle NTC, costituito da due impronte di carico di dimensioni 0.35 x 0.60 m su ciascuna delle quali è applicata una forza di 200 kN; le impronte sono collocate longitudinalmente in mezz'area della zona di impalcato interessata dall'applicazione del suindicato carico orizzontale e trasversalmente una è posta all'estremità della piattaforma stradale mentre l'altra è distante 2.00 m da essa.

### 5.2.12 Resistenze parassite dei vincoli – q9

Le resistenze parassite dei dispositivi disposti sulle spalle sono state valutate sulla base delle caratteristiche di rigidità degli isolatori elastomerici impiegati ed in base agli spostamenti previsti.

Queste azioni sono sempre associate alla condizione di carico che le produce (Dilatazione termiche, ritiro).

### 5.2.13 Azioni sismiche – E

#### 5.2.13.1 Coordinate di riferimento e parametri sismici fondamentali

I parametri sismici fondamentali sono stati determinati per la regione Sardegna utilizzando la Tabella 2, in allegato alle NTC. Si ottengono i seguenti valori:

Vita Nominale	$V_N =$	50	anni
Classe d'uso	CI =	IV	
Coefficiente d'uso	C.u. =	2.0	
<b>Periodo di riferimento</b>	<b><math>V_R =</math></b>	<b>100</b>	<b>anni</b>

STATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T^*_c$ [s]
SLO	60	0.026	2.685	0.300
SLD	101	0.032	2.729	0.307
<b>SLV</b>	949	<b>0.061</b>	<b>2.976</b>	<b>0.371</b>
<b>SLC</b>	<b>1950</b>	<b>0.072</b>	<b>3.061</b>	<b>0.393</b>

L'azione sismica viene considerata mediante spettri di risposta elastici in accelerazione delle componenti orizzontali e verticale, definiti in base al §3.2 delle NTC18.

#### 5.2.13.2 Spettri di risposta in accelerazione delle componenti orizzontali

Gli spettri di risposta elastici delle componenti orizzontali sono definiti dalle espressioni seguenti:

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

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

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

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

In cui:

T è il periodo di vibrazione;

$S_e(T)$  è l'accelerazione spettrale orizzontale;

$a_g$  è l'accelerazione orizzontale massima al sito su suolo rigido, determinata in funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ ;

- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente  $S = S_s \times S_T$ , essendo  $S_s$  il coefficiente di amplificazione stratigrafica (Tabella 5.1) e  $S_T$  il coefficiente di amplificazione topografica (Tabella 5.2);
- $\eta$  è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%, mediante la relazione  $\eta = 10 / (5 + \xi) \geq 0,55$ , dove  $\xi$  (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;
- $F_0$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;
- $T_c$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da  $T_c = C_c \cdot T_c^*$  dove  $T_c^*$  è definito al § 3.2 e  $C_c$  è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (Tabella 5.1);
- $T_B$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante e vale:  
 $T_B = T_c / 3$
- $T_D$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:  $T_D = 4.0 \times (a_g/g) + 1.6$

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Tabella 5.1 – Espressioni per  $S_s$  e  $C_c$

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Tabella 5.2 – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$

Nel caso in esame si ha:

- Categoria di sottosuolo: **B**
- Categoria stratigrafica: **T1**

La figura seguente illustra gli spettri di risposta elastici in accelerazione delle componenti orizzontali:

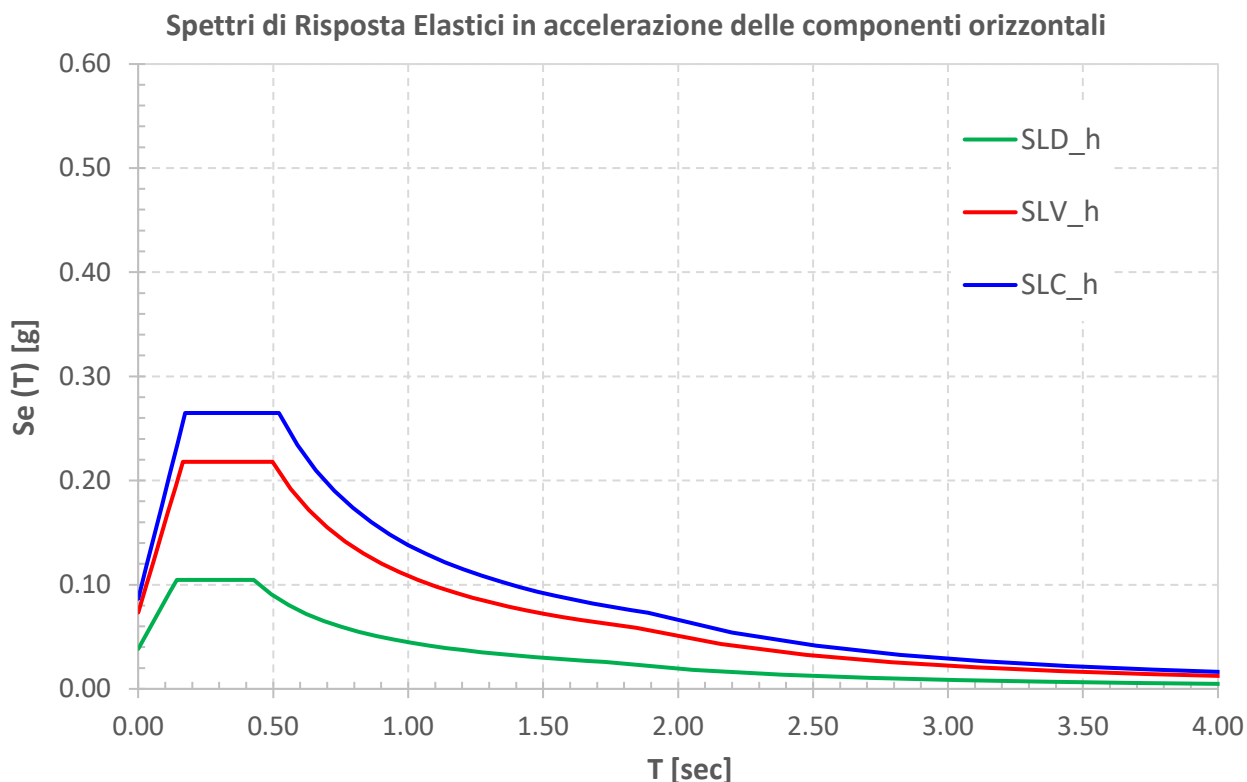


Figura 5.4 – Spettri elastici di risposta in accelerazione delle componenti orizzontali

La tabella seguente illustra i parametri caratteristici degli spettri di risposta.

STATO LIMITE	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [sec]	$T_B$ [sec]	$T_c$ [sec]	$T_D$ [sec]	$S_s$ [-]	$S_T$ [-]	$S$ [-]	$C_c$ [-]	$d_g$ [m]	$v_g$ [m/s]
SLD	0.032	2.729	0.307	0.143	0.428	1.728	1.20	1.00	1.20	1.39	0.007	0.026
SLV	0.061	2.976	0.371	0.166	0.497	1.844	1.20	1.00	1.20	1.34	0.016	0.057
SLC	0.072	3.061	0.393	0.174	0.521	1.888	1.20	1.00	1.20	1.33	0.021	0.071

Tabella 5.3 – Parametri caratteristici degli spettri di risposta

### 5.2.13.3 Spettri di risposta in accelerazione della componente verticale

Gli spettri di risposta elastici della componente verticale sono definiti dalle espressioni seguenti:



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

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

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

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

$F_v$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad [3.2.9]$$

In cui:

$T$  è il periodo di vibrazione;

$S_{ve}(T)$  è l'accelerazione spettrale verticale;

$F_v$  Il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione  $F_v = 1.35 \times F_0 \times (a_g/g)^{0.5}$ ;

I valori di  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $S$ ,  $\eta$  sono quelli precedentemente definiti per le componenti orizzontali del moto sismico; i valori di  $S_s$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$ , sono quelli riportati nella Tab. 3.2.VI delle NTC2018:

**Tab. 3.2.VI - Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale**

Categoria di sottosuolo	$S_s$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

La figura seguente illustra gli spettri di risposta elastici in accelerazione della componente verticale:

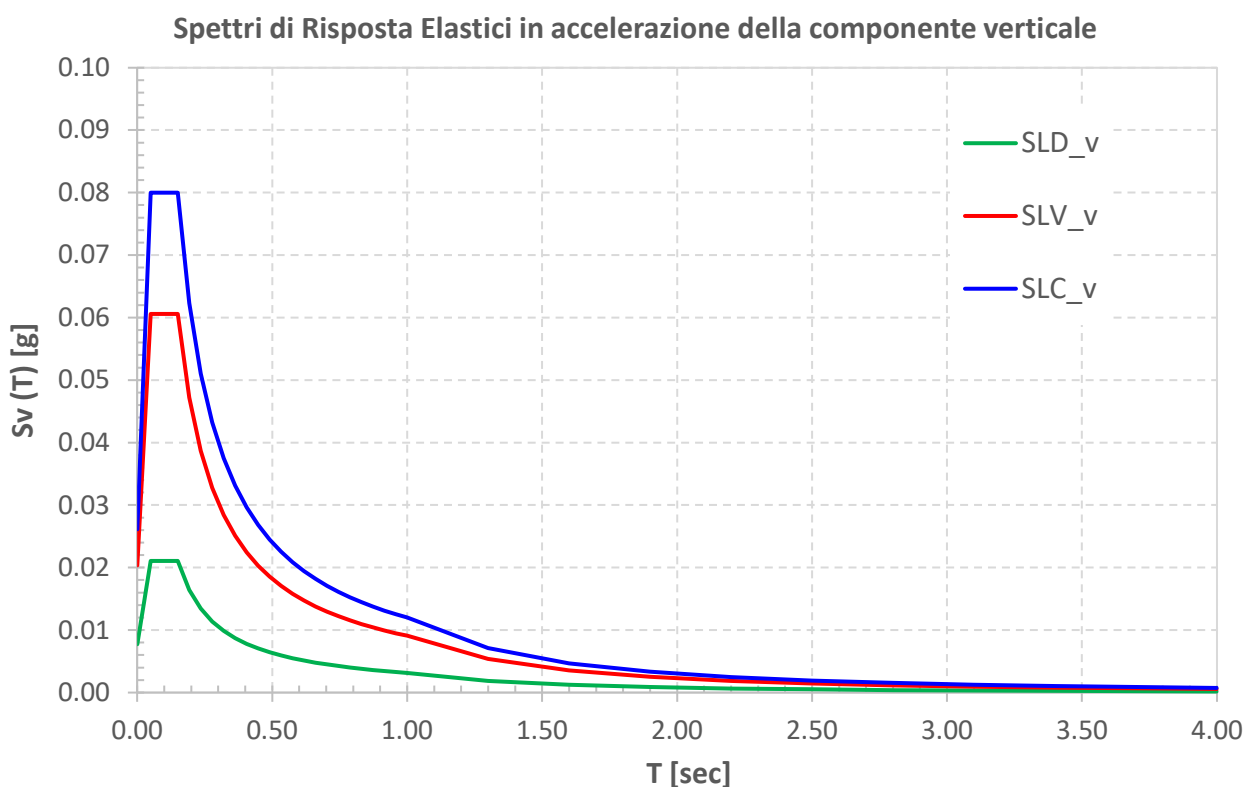


Figura 5.5 – Spettri elastici di risposta in accelerazione della componente verticale

La tabella seguente illustra i parametri caratteristici degli spettri di risposta.

STATO LIMITE	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$F_V$ [-]	$T_B$ [sec]	$T_C$ [sec]	$T_D$ [sec]	$S_s$ [-]	$S_T$ [-]	$S$ [-]
SLD	0.032	2.729	0.659	0.050	0.150	1.000	1.00	1.00	1.00
SLV	0.061	2.976	0.993	0.050	0.150	1.000	1.00	1.00	1.00
SLC	0.072	3.061	1.110	0.050	0.150	1.000	1.00	1.00	1.00

Tabella 5.4 – Parametri caratteristici degli spettri di risposta

#### 5.2.13.4 Masse sismiche

In accordo al punto §5.1.3.12 delle NTC2018, Per determinare gli effetti delle azioni sismiche sulle strutture si è fatto riferimento alle sole masse corrispondenti ai pesi propri ed ai sovraccarichi permanenti portati, considerando nullo il valore quasi permanente delle masse corrispondenti ai carichi da traffico.

### 5.3 Combinazioni di Carico

#### 5.3.1 Combinazioni di carico in esercizio

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, sono state considerate le combinazioni di cui ai gruppi di azioni 1, 2a e 2b della tabella 5.1.IV delle NTC2018:

Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5kN/m <sup>2</sup>
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(\*) Ponti pedonali  
 (\*\*) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)  
 (\*\*\*) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

La tabella 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche SLU:

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti $g_1$ e $g_3$	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup> $g_2$	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_Q$	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90 1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 1,00 <sup>(4)</sup>	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}$ , $\gamma_{\epsilon 3}$ , $\gamma_{\epsilon 4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

<sup>1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

<sup>2)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

<sup>3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>4)</sup> 1,20 per effetti locali

Nel caso in esame, essendo i carichi permanenti non strutturali compitamente definiti sono stati adottati gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

I valori dei coefficienti  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$  per le diverse categorie di azioni sono riportati nella tabella 5.1.VI delle NTC2018:

**Tab. 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali**

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combi- nazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequentissimi)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanentissimi)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

### 5.3.1.1 Combinazioni per verifiche strutture d'impalcato

Le combinazioni di carico adottate per le verifiche di resistenza agli SLU sono le seguenti:

- $F_d = 1.35 \times G_1 + 1.35 \times G_2 + 1.2 \times \varepsilon_2 + 1.2 \times \varepsilon_4 + 1.35 Q_1 + 1.50 \times 0.60 \times q_{7b} + 1.50 \times 0.6 \times q_5;$
- $F_d = 1.35 \times G_1 + 1.35 \times G_2 + 1.2 \times \varepsilon_4 + 1.35 Q_1 + 1.50 \times 0.60 \times q_{7a} + 1.50 \times 0.6 \times q_5;$

Le combinazioni di carico adottate per le verifiche di resistenza agli SLE-Rara sono le seguenti:

- $F_d = G_1 + G_2 + \varepsilon_2 + \varepsilon_4 + Q_1 + 0.60 \times q_{7b} + 0.6 \times q_5;$
- $F_d = G_1 + G_2 + \varepsilon_4 + Q_1 + 0.60 \times q_{7a} + 0.6 \times q_5;$

Le combinazioni di carico adottate per le verifiche di resistenza agli SLE-FRequente sono le seguenti:

- $F_d = G_1 + G_2 + \varepsilon_2 + \varepsilon_4 + \varepsilon_4 + 0.75 \times Q_{1C} + 0.40 \times Q_{1D} + 0.50 \times q_{7b};$
- $F_d = G_1 + G_2 + \varepsilon_4 + 0.75 \times Q_{1C} + 0.40 \times Q_{1D} + 0.50 \times q_{7a}$

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA-356	<i>Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu</i>	

Dove:

- G<sub>1</sub> sono le caratteristiche della sollecitazione dovute ai pesi propri;
- G<sub>2</sub> sono le caratteristiche della sollecitazione dovute ai permanenti portati;
- ε<sub>2</sub> sono le caratteristiche della sollecitazione dovute al ritiro;
- ε<sub>4</sub> sono le caratteristiche della sollecitazione dovute ai cedimenti dei vincoli (ove previsti);
- q<sub>7a</sub> sono le caratteristiche della sollecitazione dovute alla variazione termica positiva;
- q<sub>7b</sub> sono le caratteristiche della sollecitazione dovute alla variazione termica negativa;
- Q<sub>1</sub> sono le caratteristiche della sollecitazione dovute alle azioni variabili da traffico (C carichi concentrati – D carichi distribuiti – F folla);
- Q<sub>5</sub> sono le caratteristiche della sollecitazione dovute al vento.

### 5.3.1.2 Combinazioni per sottostrutture

Si rimanda ai capitoli relativi ai dimensionamento delle spalle.

### 5.3.2 Combinazioni di carico in fase sismica

La risposta della struttura è stata calcolata per sisma agente in direzione orizzontale trasversale e longitudinale ed in direzione verticale.

Sono state considerate le seguenti combinazioni:

$$E_I = E_{EI} \pm 0.30 E_{Et} \pm 0.30 E_{Ev}$$

$$E_t = 0.30 E_{EI} \pm E_{Et} \pm 0.30 E_{Ev}$$

$$E_v = 0.30 E_{EI} \pm 0.30 E_{Et} \pm E_{Ev}$$

Essendo:

E<sub>EI</sub> Azione sismica in direzione orizzontale longitudinale;

E<sub>Et</sub> Azione sismica in direzione orizzontale trasversale;

E<sub>Ev</sub> Azione sismica in direzione verticale.

Le azioni sismiche sono state combinate con i carichi permanenti secondo la seguente espressione:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Nelle verifiche di resistenza delle strutture d'impalcato è omessa la combinazione sismica in quanto non dimensionante.

## 6 ANALISI E VERIFICHE DELLE STRUTTURE D'IMPALCATO

### 6.1 Criteri di calcolo

#### 6.1.1 Analisi globale

##### 6.1.1.1 Definizione del modello di calcolo

L'impalcato ha uno [schema statico di trave appoggiata](#) con luci pari agli interassi delle spalle misurati sull'asse stradale.

L'analisi strutturale è condotta [su una singola trave principale](#), sottoposta al peso proprio, ai sovraccarichi permanenti, alle distorsioni, all'aliquota dei carichi mobili che discende dalla ripartizione trasversale dei carichi ed alle azioni del vento.

La trave è discretizzata in conci di sezione costante, in modo da tener conto delle variazioni geometriche e della fessurazione della soletta.

La trave è stata vincolata rigidamente in corrispondenza degli allineamenti delle spalle.

##### 6.1.1.2 Caratteristiche geometrico-inerziali in fase di analisi

L'analisi è stata condotta per fasi distinte per tenere conto dell'evoluzione dello schema statico e dell'evoluzione delle caratteristiche geometrico-inerziali della struttura nel tempo. In particolare, sono stati analizzati i seguenti modelli:

1. *Modello 1*: In cui le caratteristiche geometrico-inerziali delle sezioni sono ottenute considerando la sola struttura metallica. Con questo modello si valutano gli effetti dovuti ai pesi propri. Per quanto attiene l'impalcato il peso proprio è quello complessivo relativo alla carpenteria metallica, al peso delle predalles ed al peso del getto di completamento della soletta in c.a.;
2. *Modello 2*: In cui sono considerate le caratteristiche geometrico-inerziali della sezione composta costituita dalle travi metalliche e dalla soletta in c.a. omogeneizzata all'acciaio mediante il rapporto modulare  $n_L = n_{inf}$ . Con questo modello si valutano gli effetti dovuti alle azioni di lunga durata: i carichi permanenti.
3. *Modello 3*: In cui sono considerate le caratteristiche geometrico-inerziali della sezione composta costituita dalle travi metalliche e dalla soletta in c.a. omogeneizzata all'acciaio mediante il rapporto modulare  $n_L = n_0$ . Con questo modello si valutano gli effetti dovuti alle azioni di breve durata o impulsive: Azioni variabili da traffico, Vento.

Nei modelli 2 e 3 si è tenuto conto della riduzione di rigidità della sezione composta in prossimità degli appoggi interni per la fessurazione della soletta, trascurando il contributo inerziale del calcestruzzo su un tratto di lunghezza pari al 15% delle luci delle campate adiacenti e considerando comunque il contributo inerziale delle armature presenti entro la soletta collaborante.

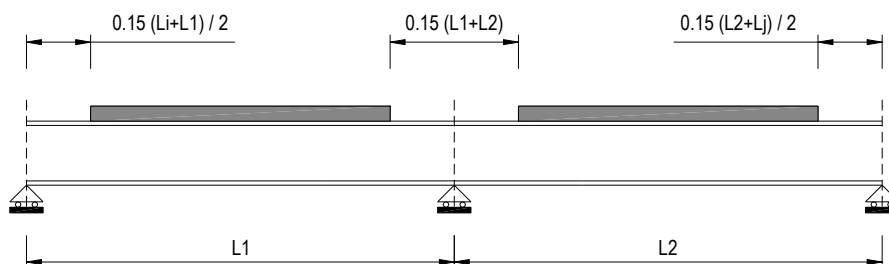


Figura 6.1. Modellazione degli effetti dovuti alla fessurazione

### 6.1.1.3 Larghezze collaboranti in fase di analisi e di verifica

Le larghezze collaboranti della soletta da considerare in fase di verifica delle sezioni composte sono state determinate come precisato nel par. §4.3.2.3 delle NTC2018.

La larghezza efficace  $b_{eff}$  della soletta è stata determinata con l'espressione:

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2}$$

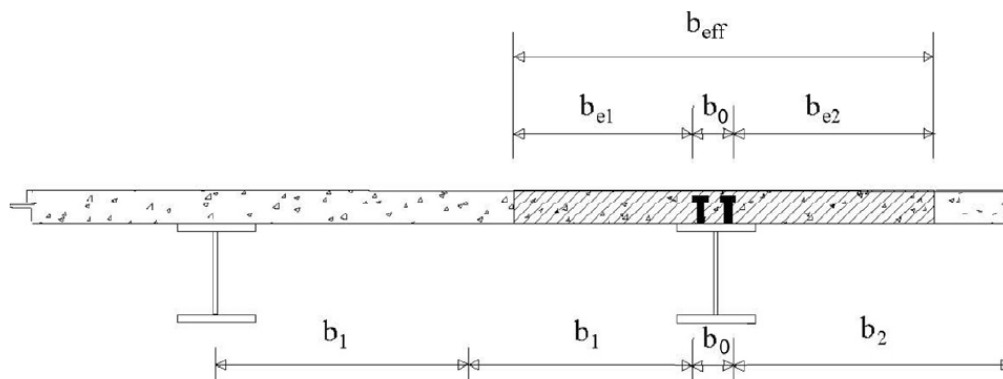


Fig. 4.3.1. - Definizione della larghezza efficace  $b_{eff}$  e delle aliquote  $b_{ei}$

dove:

$b_0$  è la distanza tra gli assi dei connettori;

$b_{ei}$  è il valore della larghezza collaborante da ciascun lato della sezione composta pari al minimo tra  $b_i$  e  $L_e/8$ ;

$L_e$  nelle travi poggiate è la luce della trave, nelle travi continue è la distanza indicata nella fig. 4.3.2. delle NTC2018:

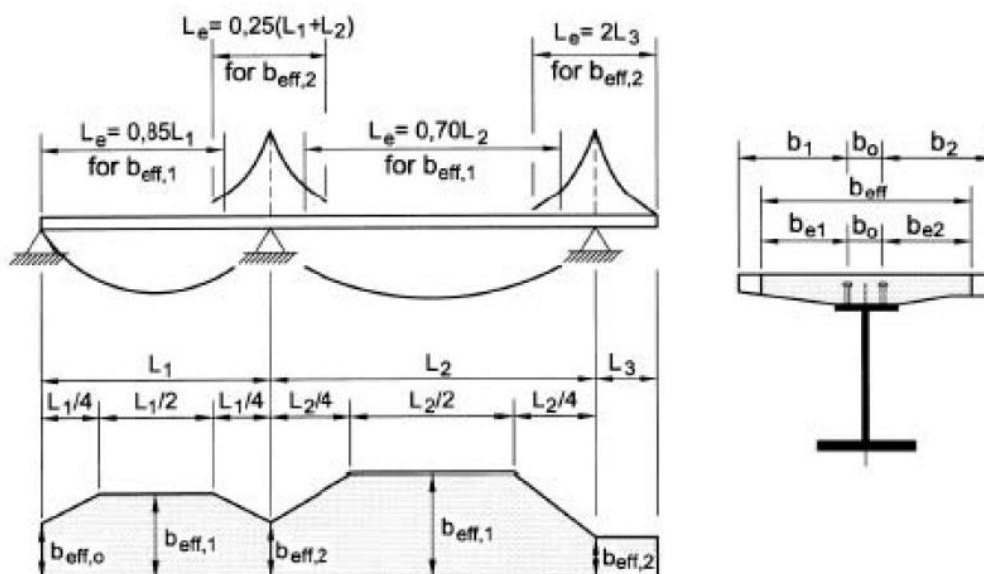


Fig. 4.3.2 - Larghezza efficace,  $b_{eff}$  e luci equivalenti,  $L_e$  per le travi continue

Per gli appoggi di estremità la formula diviene:

$$b_{eff} = \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2}$$

dove:

$$\beta_i = (0.55 + 0.25 L_e/b_{ei}) \leq 1.0$$

In fase di analisi è stata considerata una larghezza efficace costante sull'intera lunghezza di ogni campata e pari al valore ottenuto in mezzzeria ( $b_{eff1}$ ) così come esposto in precedenza.

### 6.1.2 Analisi locali

Il calcolo della soletta è stato effettuato mediante un modello agli elementi finiti che la schematizza attraverso elementi tipo SHELL, vincolate in semplice appoggio in corrispondenza delle travi principali.

## 6.2 Analisi statica globale

L'analisi statica globale della trave continua è stata condotta con l'ausilio del noto programma agli elementi finiti SAP2000®.

La figura seguente illustra la geometria del modello di calcolo:



Figura 6.2. Geometria del modello di calcolo

### 6.2.1 Caratteristiche geometrico-inerziali delle sezioni in fase di analisi

In allegato si riepilogano le caratteristiche geometriche-inerziali delle sezioni che compongono le sezioni d'impalcato considerate in fase di analisi.

I simboli corrispondono allo schema seguente:



SCHEMA DI RIFERIMENTO

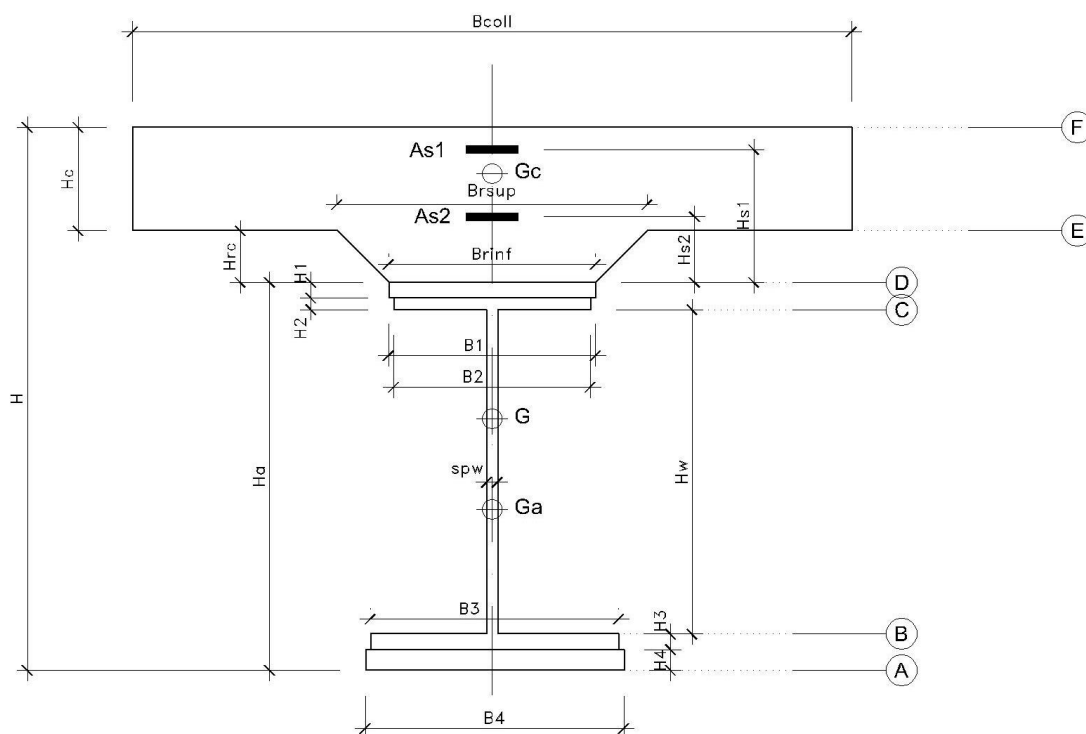


Figura 6.3. Schema di riferimento per la valutazione delle caratteristiche geometrico-inerziali delle sezioni delle travi d'impalcato

## 6.2.2 Applicazione dei carichi al modello

### 6.2.2.1 Peso proprio della struttura (Load G1) – fase 1

Il peso proprio della carpenteria metallica dell'impalcato è stato computato in automatico dal codice di calcolo utilizzato a partire dalle aree degli elementi che rappresentano le travi principali, considerando il coefficiente maggiorativo specificato al par. 5.2.1 che tiene conto dell'incidenza delle strutture secondarie (traversi, controventi, saldature, bullonature etc.).

Il peso proprio della soletta, specificato al par. 5.2.1, è stato applicato quale carico uniformemente distribuito agli elementi che schematizzano la trave.

### 6.2.2.2 Carichi permanenti portati (Load G2) – fase 2


I carichi permanenti portati, specificato al par. 5.2.2, sono stati applicati quali carichi uniformemente distribuiti sugli elementi che schematizzano la trave.

### 6.2.2.3 Cedimenti vincolari (Load CED1, CED2, CED3 – Involuppi Comb: CED) – fase 2

Trattandosi di impalcato a trave poggiate, gli effetti legati ai cedimenti degli appoggi sono nulli.

### 6.2.2.4 Ritiro (LOAD RIT) - fase 2

Gli effetti dovuti alle azioni isostatiche non sono applicati al modello ma sono conteggiati direttamente in fase di verifica delle sezioni. Gli effetti del ritiro iperstatico, trattandosi di impalcato a trave poggiate, sono nulli.

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA-356	<i>Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu</i>	

### 6.2.2.5 Carichi mobili verticali (MOVE MVDX, MVSX) – fase 3

L'applicazione dei treni di carico nel modello avviene attraverso un apposito modulo del programma di calcolo che permette di valutare gli effetti in termini di sollecitazioni e deformazioni dovuti a uno o più treni di carico viaggianti lungo linee di carico (lanes) prefissate, che nel caso in esame corrispondono [all'asse della trave](#).

In particolare, è stato utilizzato l'apposito modulo del programma di calcolo che permette di valutare gli effetti in termini di sollecitazioni e deformazioni dovuti ad un treno di carico viaggiante lungo la struttura.

Sono stati considerati i seguenti treni di carico viaggiante relativi alla trave complessivamente più sollecitata:

- V2018-C: Carichi concentrati dello Schema di carico 1
- V2018-D: Carichi distribuiti dello Schema di carico 1

### 6.2.2.6 Variazioni termiche (LOAD DT+, DT-) - fase 3

Gli effetti dovuti alle azioni isostatiche non sono applicati al modello ma sono conteggiati direttamente in fase di verifica delle sezioni. Gli effetti iperstatici dalle variazioni termiche tra soletta e struttura metallica, trattandosi di impalcati a trave poggiate, sono nulli.

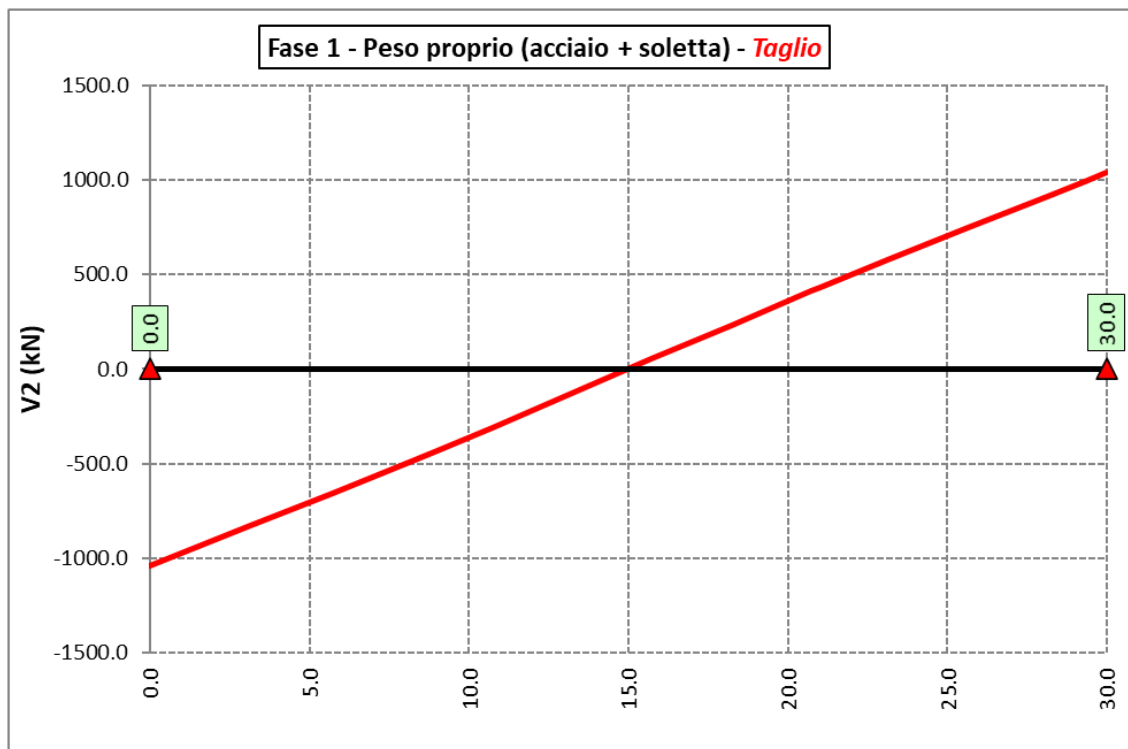
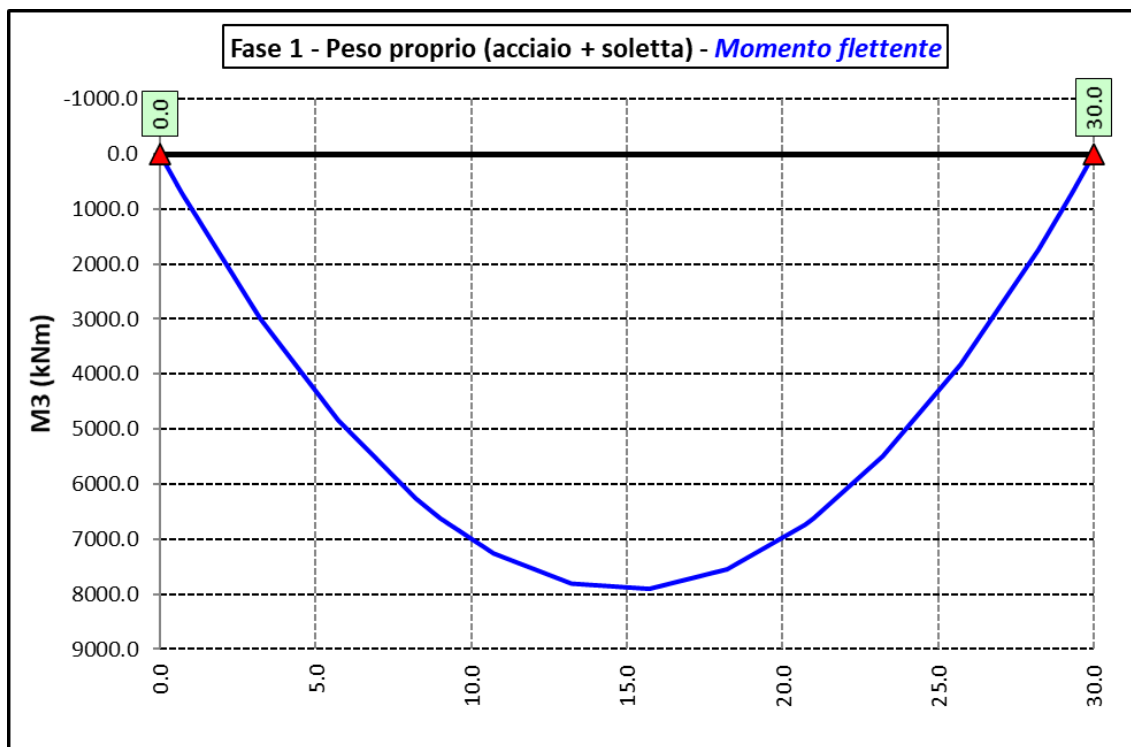
### 6.2.2.7 Vento trasversale (LOAD Q5-TR, Q5-APP) - fase 3

Le azioni dovute al vento, specificate al par. 5.2.9, sono state applicate quali carichi verticali uniformemente distribuiti sugli elementi che schematizzano la trave.

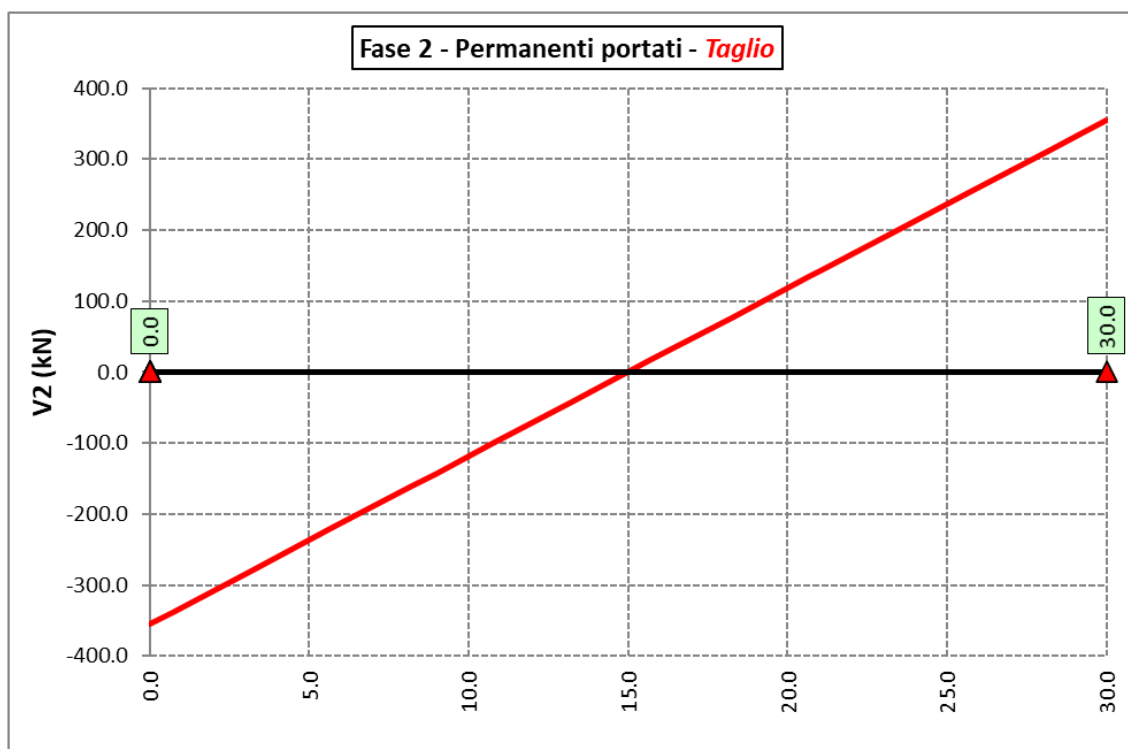
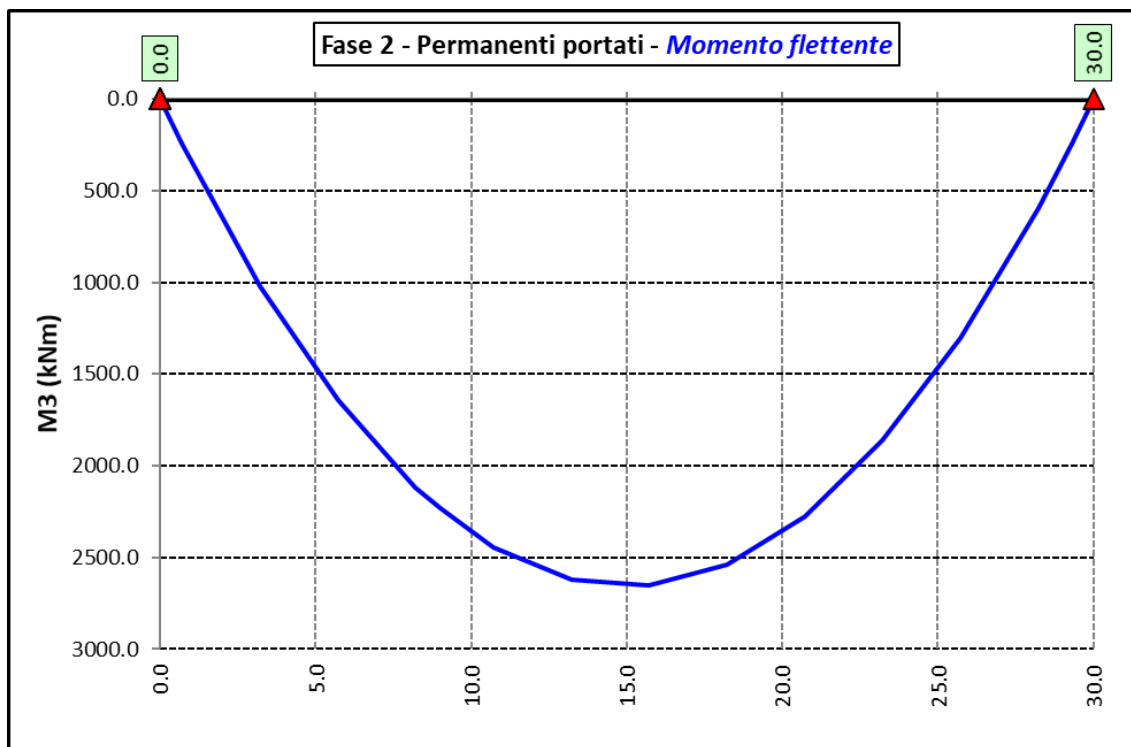
## 6.2.3 Sollecitazioni di progetto

Le figure seguenti rappresentano le sollecitazioni agenti sulla trave principale maggiormente sollecitata, in termini di Momento flettente M3 e sforzo di taglio V2 per ciascuna condizione di carico esaminata.

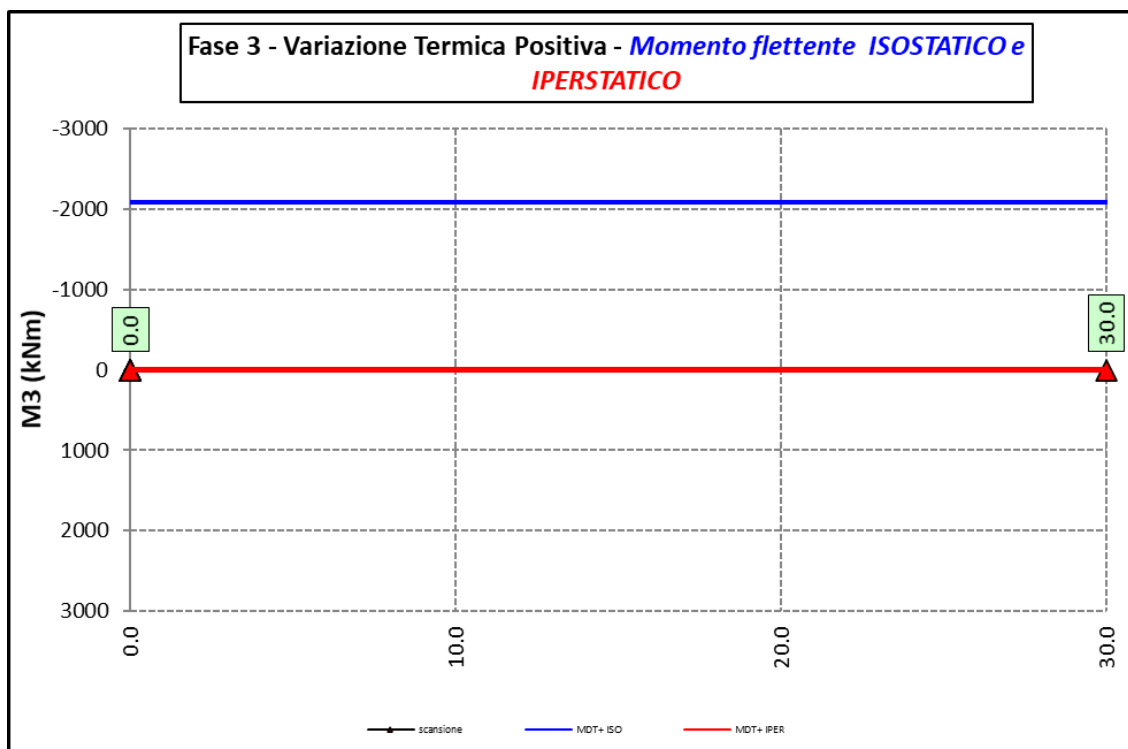
### 6.2.3.1 Peso proprio (acciaio + soletta) – Modello 1



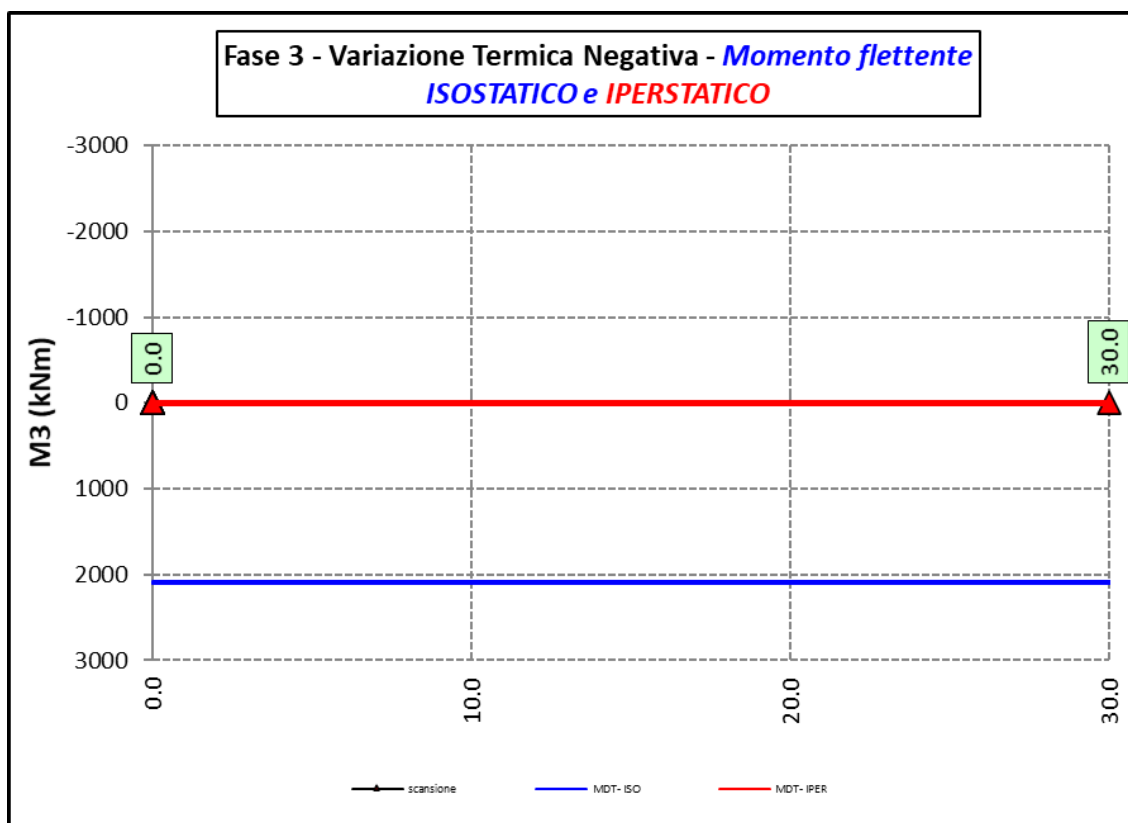
### 6.2.3.2 Permanenti portati – Modello 2



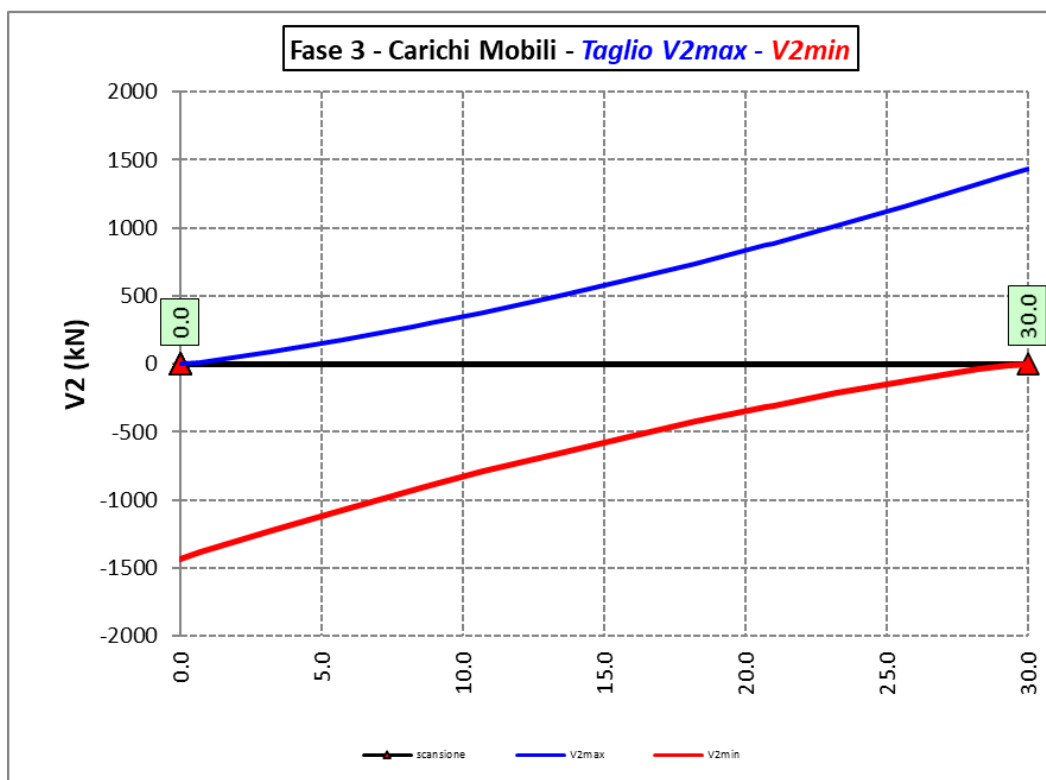
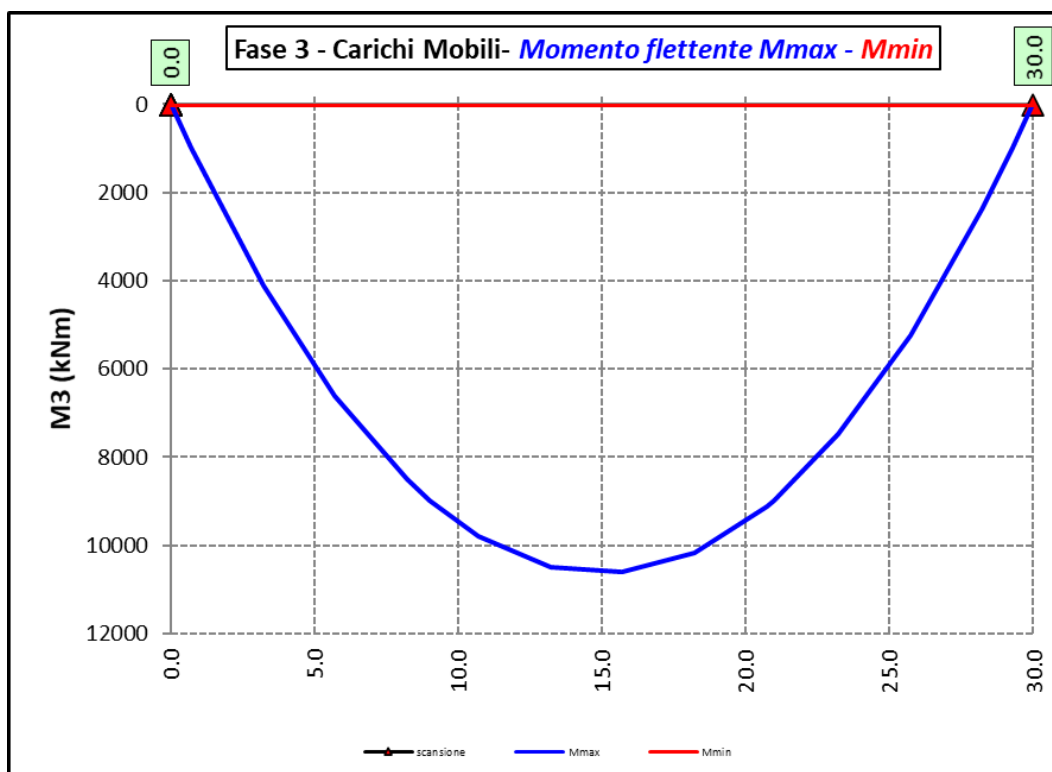
### 6.2.3.3 Variazioni termiche positive ( $\Delta T+$ ) - Modello 3



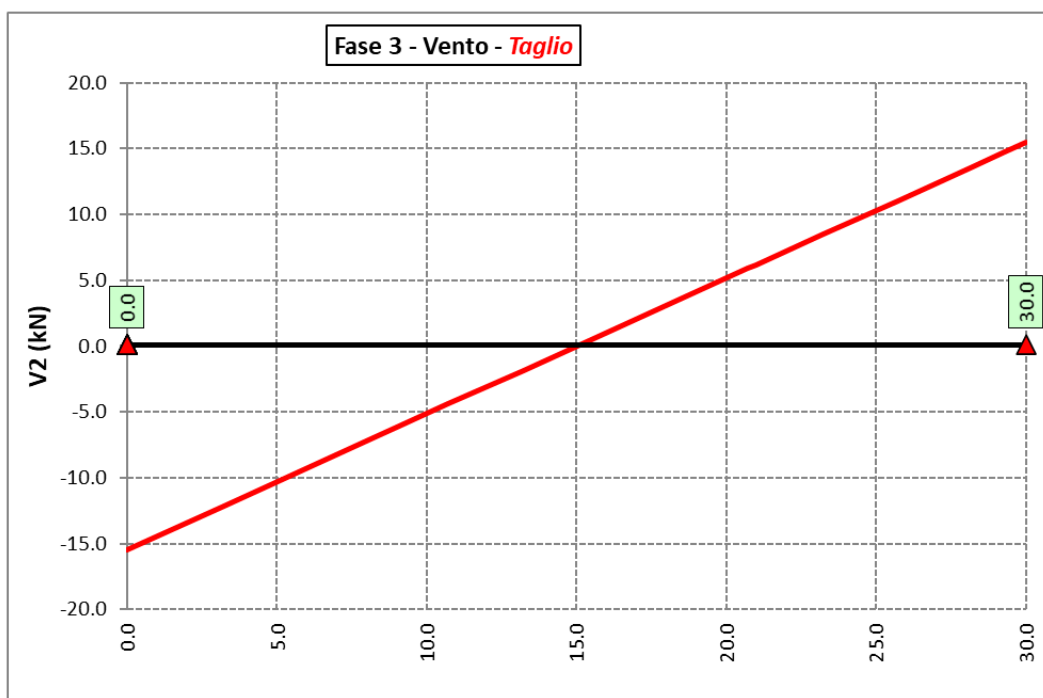
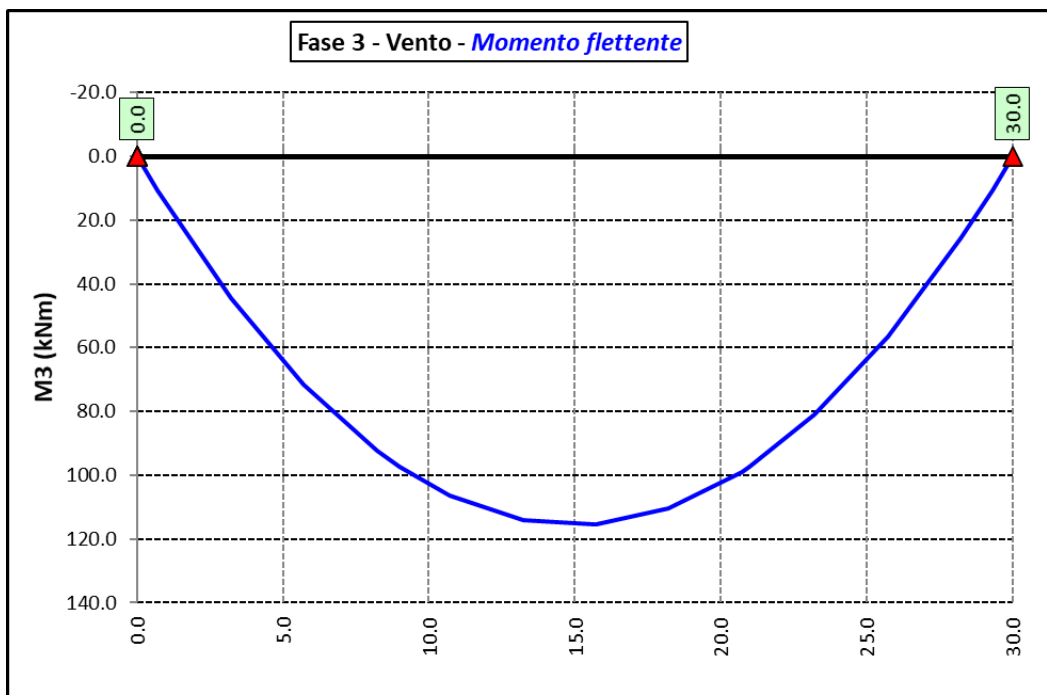
### 6.2.3.4 Variazioni termiche negative ( $\Delta T-$ ) - Modello 3



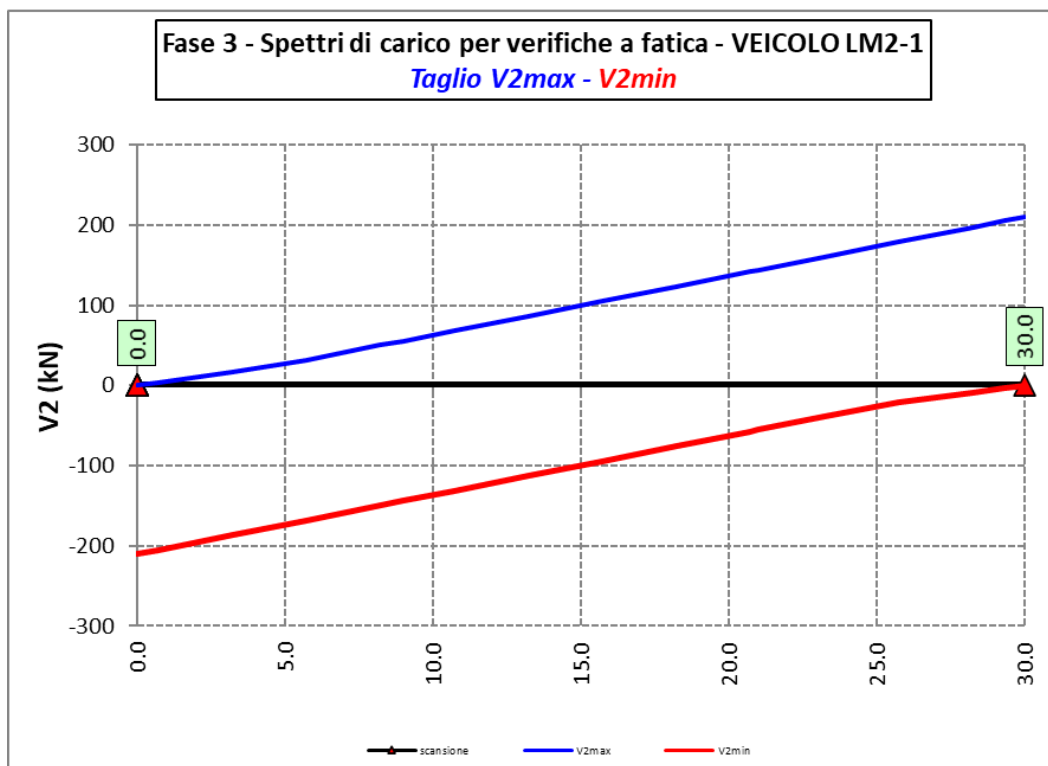
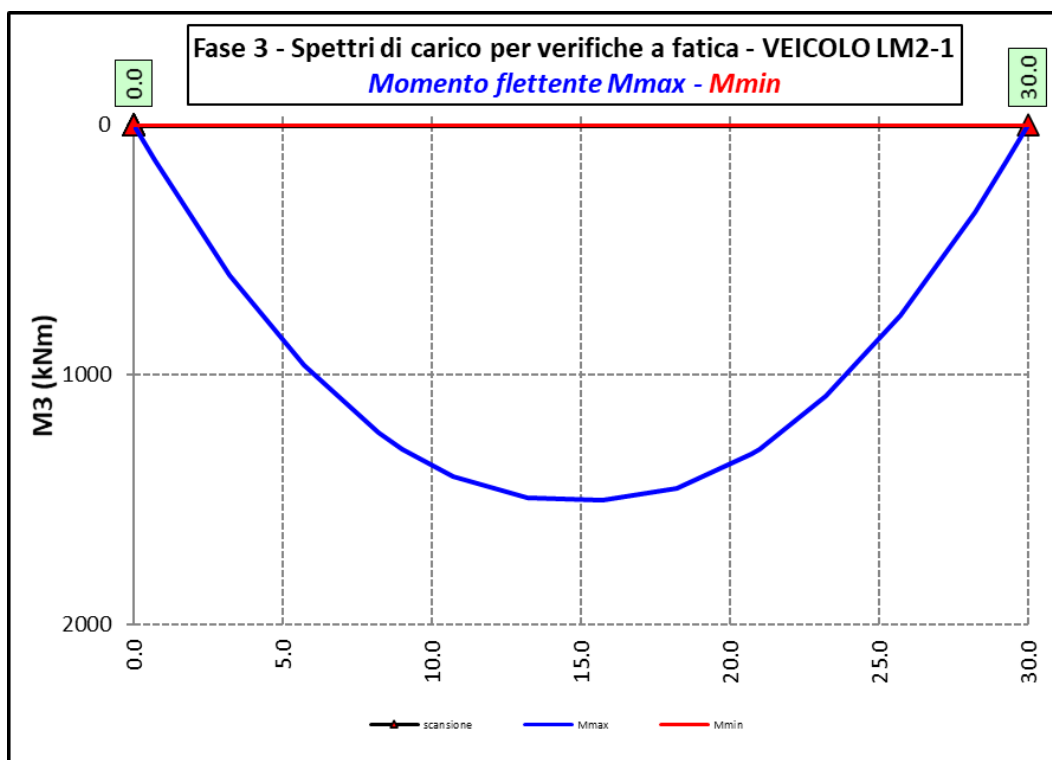
### 6.2.3.5 Azioni variabili da traffico (Inviluppi) – Modello 3



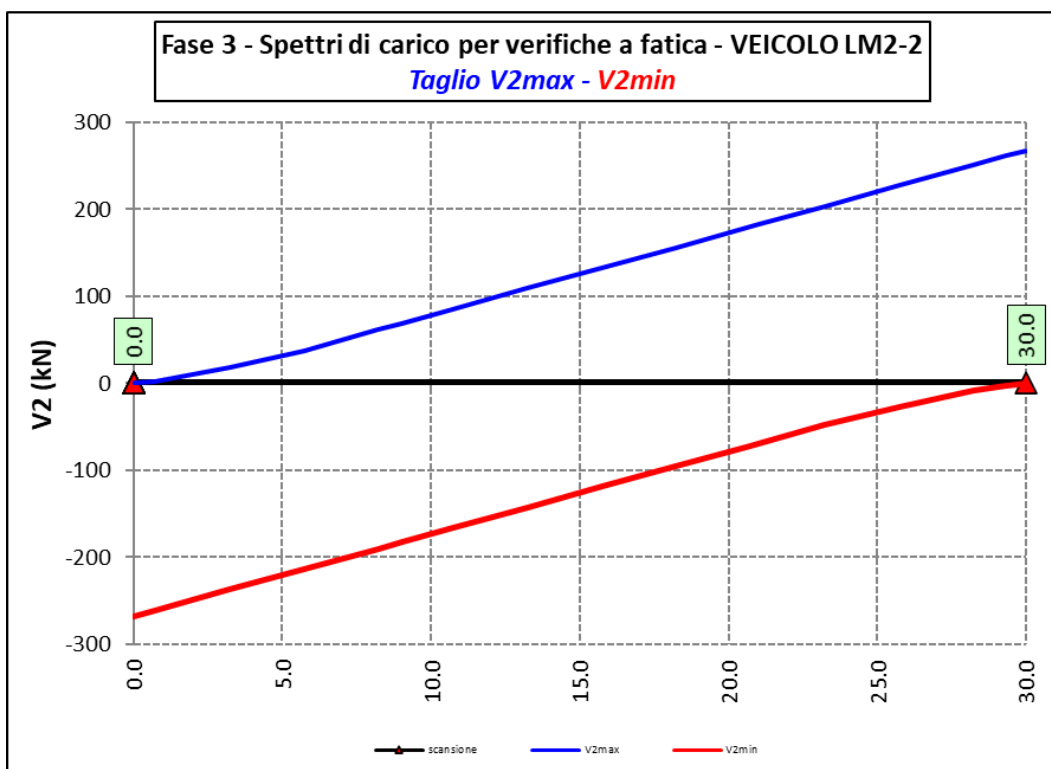
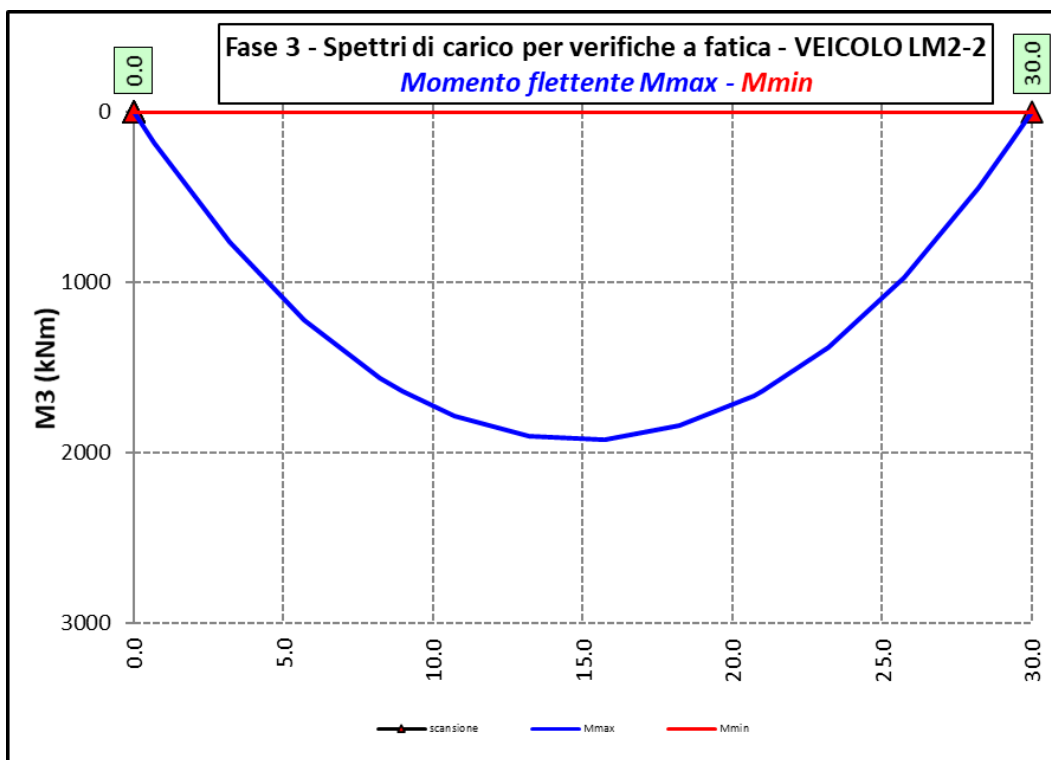
### 6.2.3.6 Vento – Modello 3

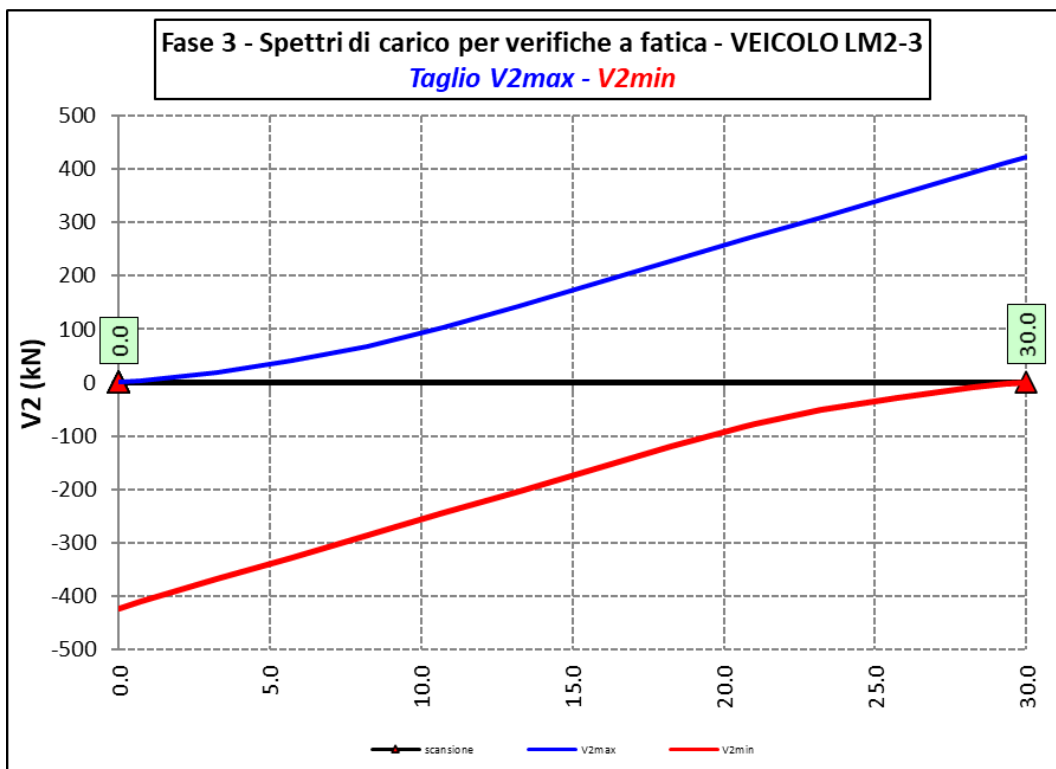
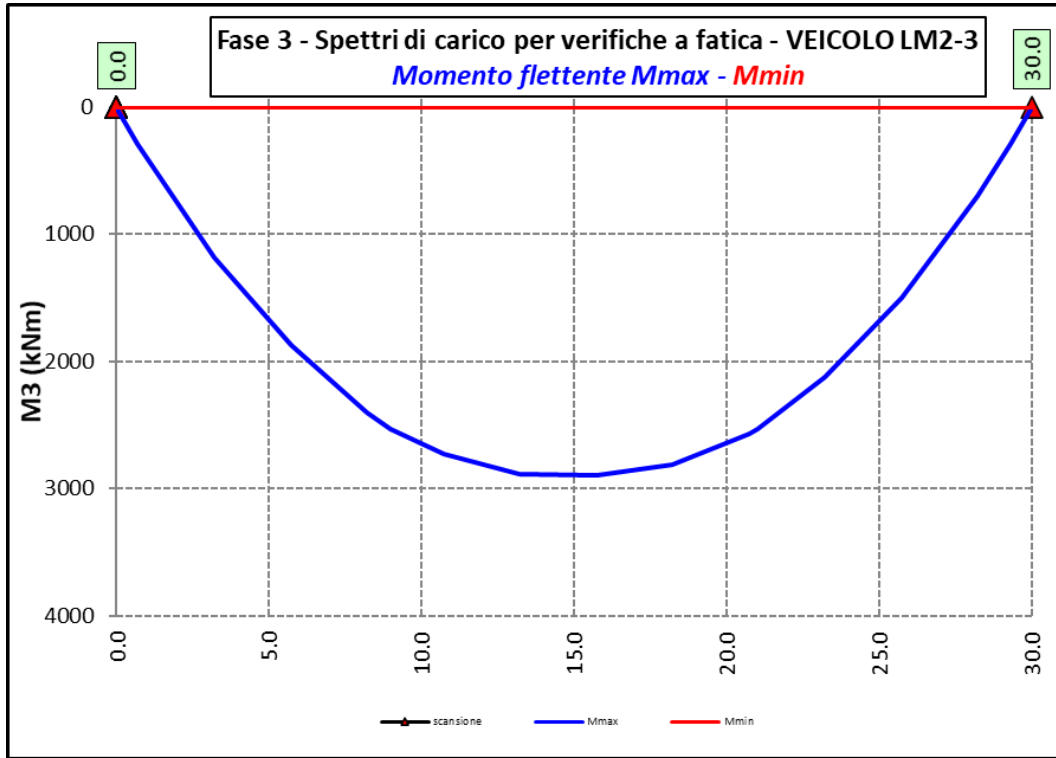


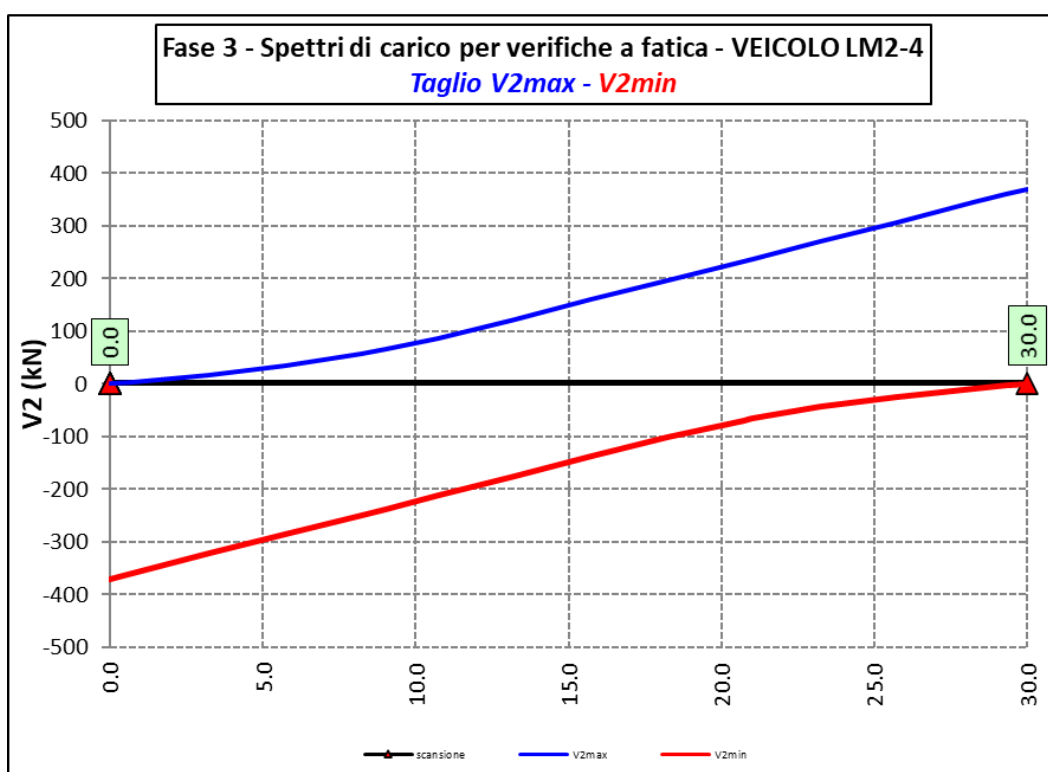
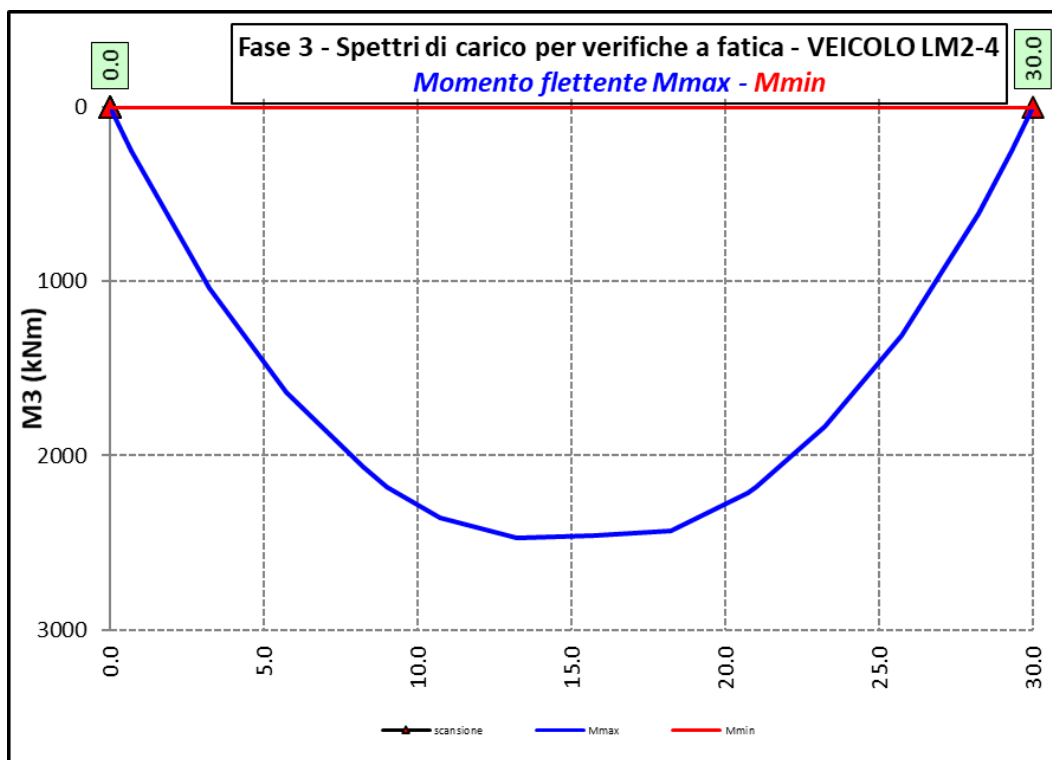
### 6.2.3.7 Spettri di carico per verifiche a fatica – Modello 3

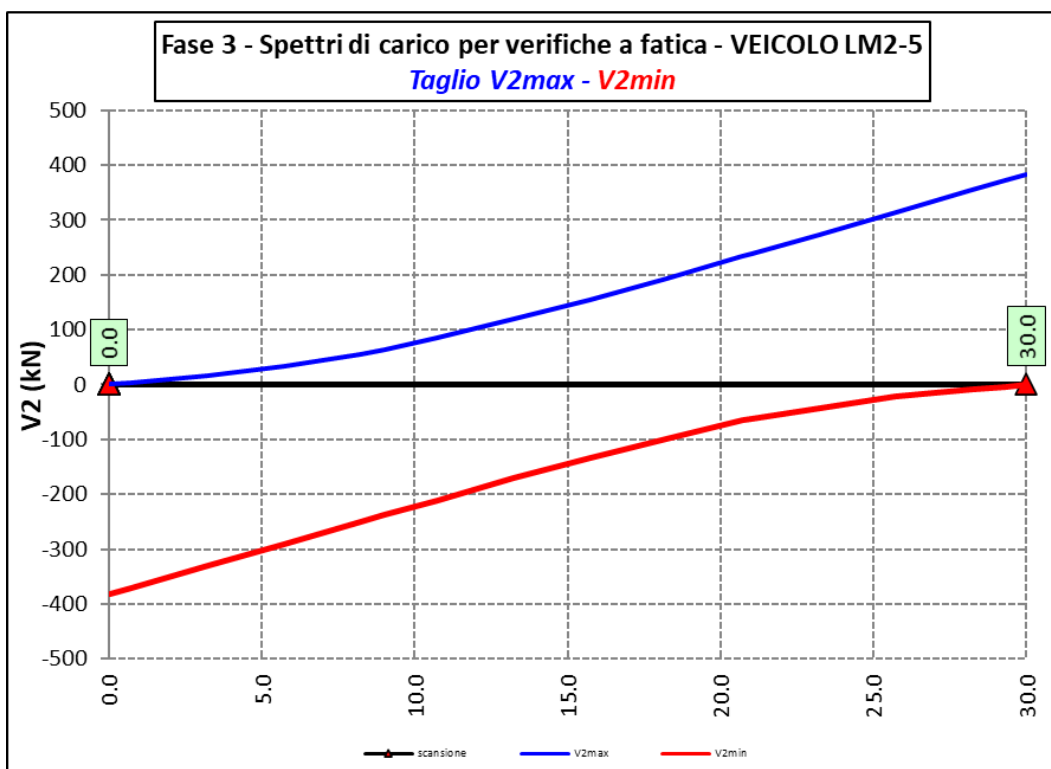
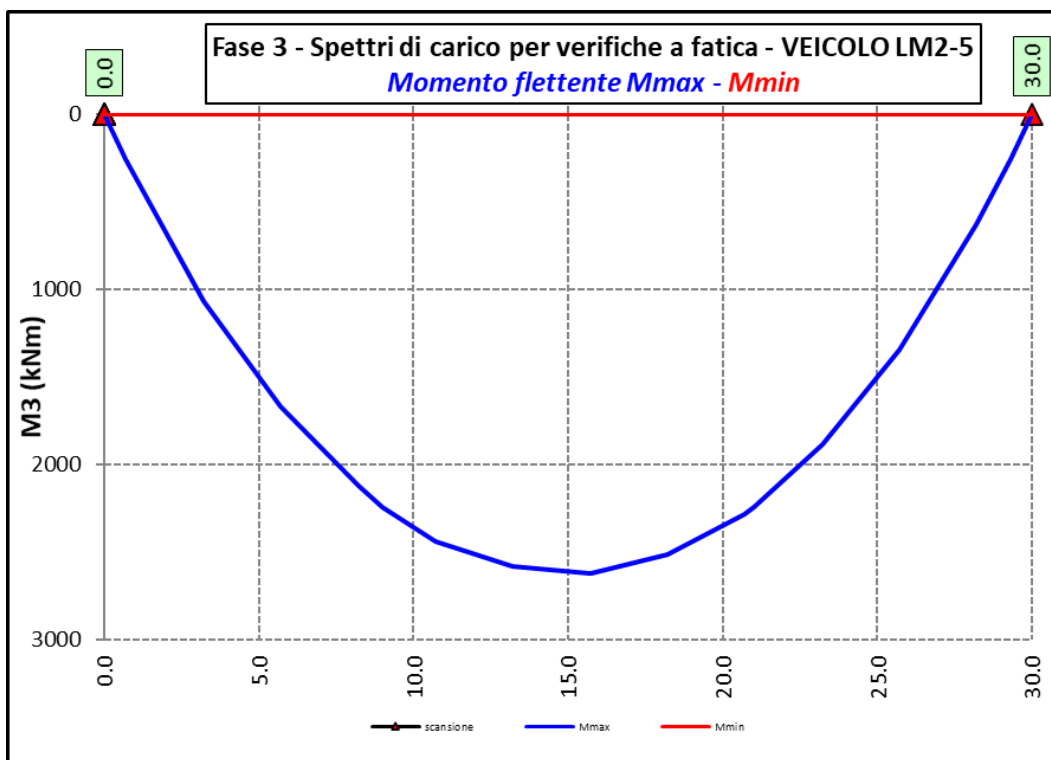


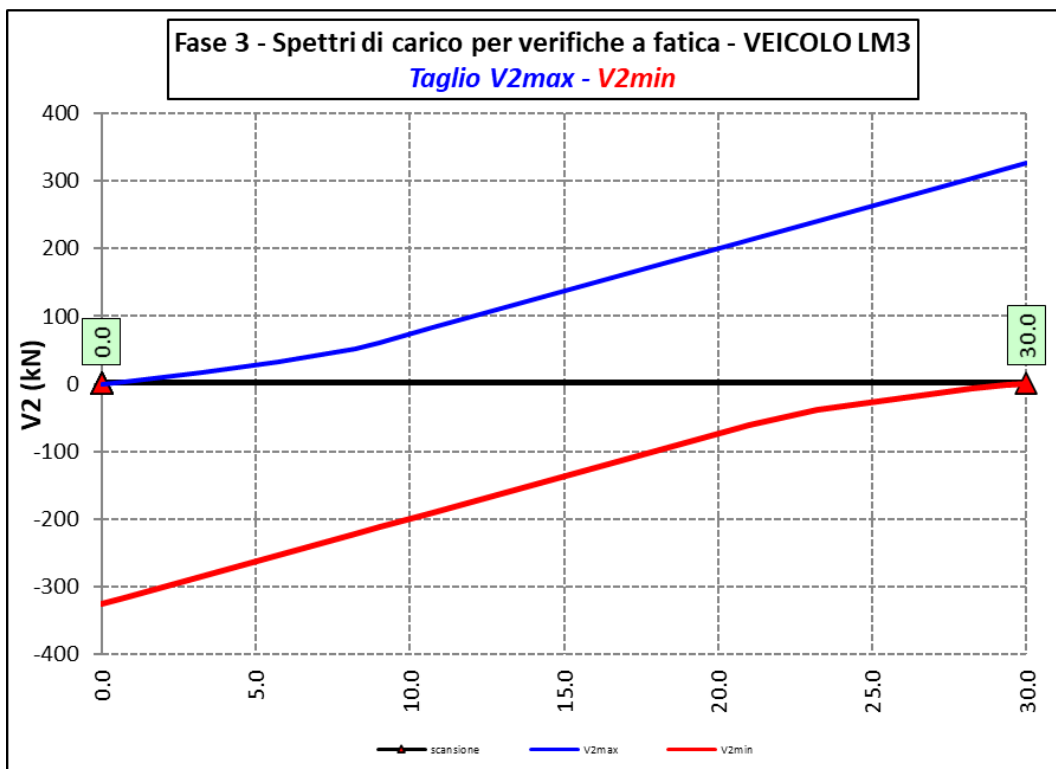
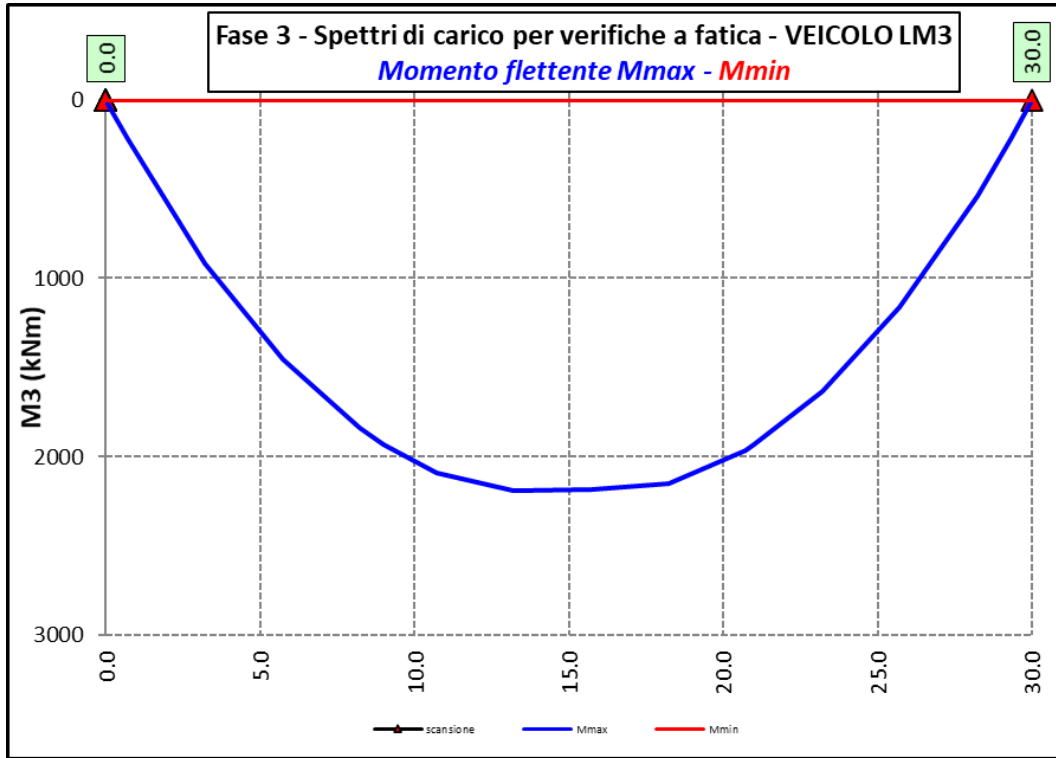













Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA-356	<i>Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu</i>	

Ai fini delle verifiche statiche delle travi principali agli SLU sono state considerate le combinazioni di carico illustrate al paragrafo 5.3

In allegato si riporta il riepilogo delle caratteristiche della sollecitazione per verifiche SLU.

## 6.3 Verifiche delle travi principali

### 6.3.1 Verifiche di resistenza SLU

#### 6.3.1.1 Classificazione delle sezioni resistenti

In base al par. 4.2.3.1 delle NTC2018 le sezioni trasversali degli elementi strutturali in acciaio si classificano in funzione della loro capacità rotazionale  $C_\theta$  definita come:

$$C_\theta = \vartheta_r / \vartheta_y - 1$$

Essendo  $\vartheta_r$  e  $\vartheta_y$  le curvature corrispondenti rispettivamente al raggiungimento della deformazione ultima ed allo snervamento. Si distinguono le seguenti classi di sezioni:

- Classe 1: quando la sezione è in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi strutturale condotta con il metodo plastico di cui al §4.2.3.2 senza subire riduzioni della resistenza. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale  $C_\theta \geq 3$ ;
- Classe 2: quando la sezione è in grado di sviluppare il proprio momento resistente plastico, ma con capacità rotazionale limitata. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale  $C_\theta \geq 1,5$ ;
- Classe 3: quando nella sezione le tensioni calcolate nelle fibre estreme compresse possono raggiungere la tensione di snervamento, ma l'instabilità locale impedisce lo sviluppo del momento resistente plastico;
- Classe 4: quando, per determinarne la resistenza flettente, tagliante o normale, è necessario tener conto degli effetti dell'instabilità locale in fase elastica nelle parti compresse che compongono la sezione. In tal caso nel calcolo della resistenza la sezione geometrica effettiva può sostituirsi con una sezione efficace.

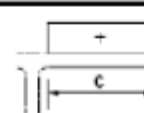

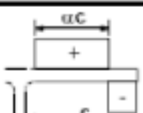
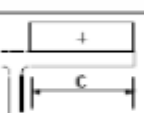
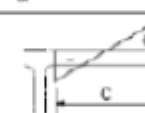
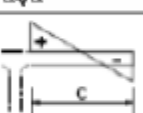
Le sezioni di classe 1 e 2 si definiscono compatte, quelle di classe 3 moderatamente snelle e quelle di classe 4 snelle. Per i casi più comuni delle forme delle sezioni e delle modalità di sollecitazione, le Tab. 4.2.III, 4.2.IV e 4.2.IV delle NTC2018, di seguito riportate, forniscono indicazioni per la classificazione delle sezioni:

Tab. 4.2.III - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

		Parti interne compresse				
		Inflessione intorno all'asse		Inflessione intorno all'asse		
Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
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 $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
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

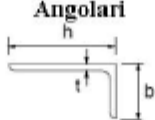
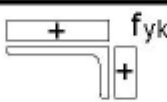

\*)  $\psi \leq -1$  si applica se la tensione di compressione  $\sigma \leq f_{yk}$  o la deformazione a trazione  $\epsilon_y > f_{yk}/E$

Tab. 4.2.IV - 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	$c/t \leq 9\varepsilon$	$c/t \leq \frac{9e}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9e}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\varepsilon$	$c/t \leq \frac{10e}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10e}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione negativa)						
3	$c/t \leq 14\varepsilon$	$c/t \leq 21\varepsilon\sqrt{k_e}$ Per $k_e$ vedere EN 1993-1-5				
$\varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	$f_{yk}$	235	275	355	420	460
	$\varepsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71



Tab. 4.2.V - 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)																			
<b>3</b>	$h/t \leq 15\varepsilon$ $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\varepsilon$																		
Sezioni Tubolari																			
																			
Classe	Sezione inflessa e/o compressa																		
<b>1</b>	$d/t \leq 50\varepsilon^2$																		
<b>2</b>	$d/t \leq 70\varepsilon^2$																		
<b>3</b>	$d/t \leq 90\varepsilon^2$ (Per $d/t > 90 \varepsilon^2$ vedere EN 1993-1-6)																		
$\varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	<table border="1" style="width: 100%; text-align: center;"> <tr> <td><math>f_{yk}</math></td> <td>235</td> <td>275</td> <td>355</td> <td>420</td> <td>460</td> </tr> <tr> <td><math>\varepsilon</math></td> <td>1,00</td> <td>0,92</td> <td>0,81</td> <td>0,75</td> <td>0,71</td> </tr> <tr> <td><math>\varepsilon^2</math></td> <td>1,00</td> <td>0,85</td> <td>0,66</td> <td>0,56</td> <td>0,51</td> </tr> </table>	$f_{yk}$	235	275	355	420	460	$\varepsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71	$\varepsilon^2$	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51
$f_{yk}$	235	275	355	420	460														
$\varepsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71														
$\varepsilon^2$	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51														

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

Il sistema di classificazione utilizzato per le travi in acciaio vale anche per le sezioni composte. La classe di una sezione composta è la più alta classe tra quella degli elementi in acciaio compressi che la compongono.

È possibile che una sezione trasversale con anima in classe 3 e flange in classe classe 1 o 2, venga riclassificata in classe 2 equivalente come definito in EN 1993-2.

### 6.3.1.2 Resistenza alla flessione

Le sezioni in classe 1 o 2 possono essere verificate utilizzando sia la loro resistenza a flessione plastica che elastica. Le sezioni di classe 3 possono attingere alla sola resistenza elastica, o eventualmente essere riclassificate in classe 2 equivalente e poi verificate con la resistenza a flessione plastica. Le sezioni in classe 4 attingono alla sola resistenza elastica, ma utilizzando la sola sezione trasversale efficace, ridotta per tener conto dell'instabilità. Tutti i metodi di verifica sono basati sulle ipotesi di:

- conservazione delle sezioni piane (connessione rigida)
- perfetta aderenza acciaio-calcestruzzo;
- resistenza a trazione del calcestruzzo trascurabile.

Per le sezioni di classe 1 e 2 le verifiche a pressoflessione agli SLU sono state condotte controllando che il momento di progetto  $M_{Ed}$  sia minore del momento resistente plastico di progetto, ridotto per effetto dello sforzo normale di progetto  $M_{NR,d}$ , ovvero in termini adimensionali verificando che:

$$\eta_{1,plast} = \frac{M_{Ed}}{M_{NR,d}} \leq 1,0$$

Per le sezioni di classe 3 e 4 la verifica a pressoflessione è condotta in campo elastico verificando che le tensioni normali nelle fibre estreme della sezione risultino non superiori alle resistenze tensionali di progetto. Per le sezioni di classe 4 si tiene conto degli effetti dell'instabilità locale nella definizione delle proprietà efficaci della sezione trasversale, secondo le indicazioni dell'EN 1993-1-5. Anche in questo caso i risultati delle verifiche sono presentati in forma adimensionale, controllando che risulti:

$$\eta_{1,elast} \leq 1,0$$

### 6.3.1.3 Resistenza al taglio

La resistenza di progetto a taglio è definita considerando il solo contributo fornito dall'anima  $V_{bw,Rd}$ , e trascurando a favore di sicurezza il contributo fornito dalle flange  $V_{bf,Rd}$  di entità estremamente ridotta:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} \leq \frac{\eta \cdot f_{yk} \cdot h_w \cdot t_w}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$$

Tenuto conto del rapporto  $h_w/t_w$  che caratterizza le travi di ponte, si ricade nella seguente fattispecie, relativa ad anime dotate di irrigidimenti verticali:

$$\frac{h_w}{t_w} \geq \frac{31\varepsilon}{\eta} \cdot \sqrt{k_\tau}$$

Pertanto, la resistenza al taglio dell'anima deve essere valutata in termini di resistenza all'instabilità:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw}}{\gamma_{M1} \cdot \sqrt{3}} h_w \cdot t_w$$

dove:

$\eta = 1,20$  per gradi di acciaio inferiori a S460;

$h_w$  e  $t_w$  sono rispettivamente l'altezza e lo spessore dell'anima;

$\gamma_{M1}$  è il fattore parziale di sicurezza assunto pari a 1.10;

$\chi_w$  è un fattore di resistenza all'instabilità dell'anima a taglio fornito dalla seguente tabella in funzione del parametro di snellezza adimensionale  $\bar{\lambda}_w$ :

	Rigid end post	Non-rigid end post
$\bar{\lambda}_w < 0,83/\eta$	$\eta$	$\eta$
$0,83/\eta \leq \bar{\lambda}_w < 1,08$	$0,83/\bar{\lambda}_w$	$0,83/\bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,08$	$1,37/(0,7 + \bar{\lambda}_w)$	$0,83/\bar{\lambda}_w$

Tabella 6.1 – Fattore  $\chi_w$  di resistenza all'instabilità dell'anima a taglio

$$\bar{\lambda}_w = 0.76 \cdot \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}}$$

Dove:

$$\tau_{cr} = k_\tau \cdot \sigma_E$$

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t_w^2}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot h_w^2}$$

Per anime dotate di irrigidimenti trasversali e senza irrigidimenti longitudinali, il fattore di  $k_\tau$  è fornito dalle seguenti espressioni in funzione del rapporto tra l'interasse degli irrigidimenti trasversali a e l'altezza dell'anima  $h_w$ :

per  $a / h_w \geq 1$ :

$$k_\tau = 5.34 + 4.0 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2$$

per  $a / h_w < 1$ :

$$k_\tau = 4.0 + 5.34 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2$$

La verifica è posta in forma adimensionale come rapporto tra le azioni sollecitanti e la capacità resistente:

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1,0$$

dove  $V_{Ed}$  è la sollecitazione tagliante di progetto.

#### 6.3.1.4 Interazione taglio-momento flettente

Per valori di  $\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} \leq 0.50$  non è necessario controllare l'interazione tra le sollecitazioni normali e tangenziali.

Per valori di  $\bar{\eta}_3 > 0.50$  superiori:

- per sezioni di classe 1 e 2 la tensione di snervamento dell'anima, considerata nel calcolo del momento resistente plastico della sezione, viene ridotta in accordo alla norma EN 1994-2;
- Per sezioni di classe 3 e 4 si adotta la seguente espressione del dominio di resistenza:

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{Pl,Rd}}\right) \cdot (2 \cdot \bar{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1,0$$

in cui:

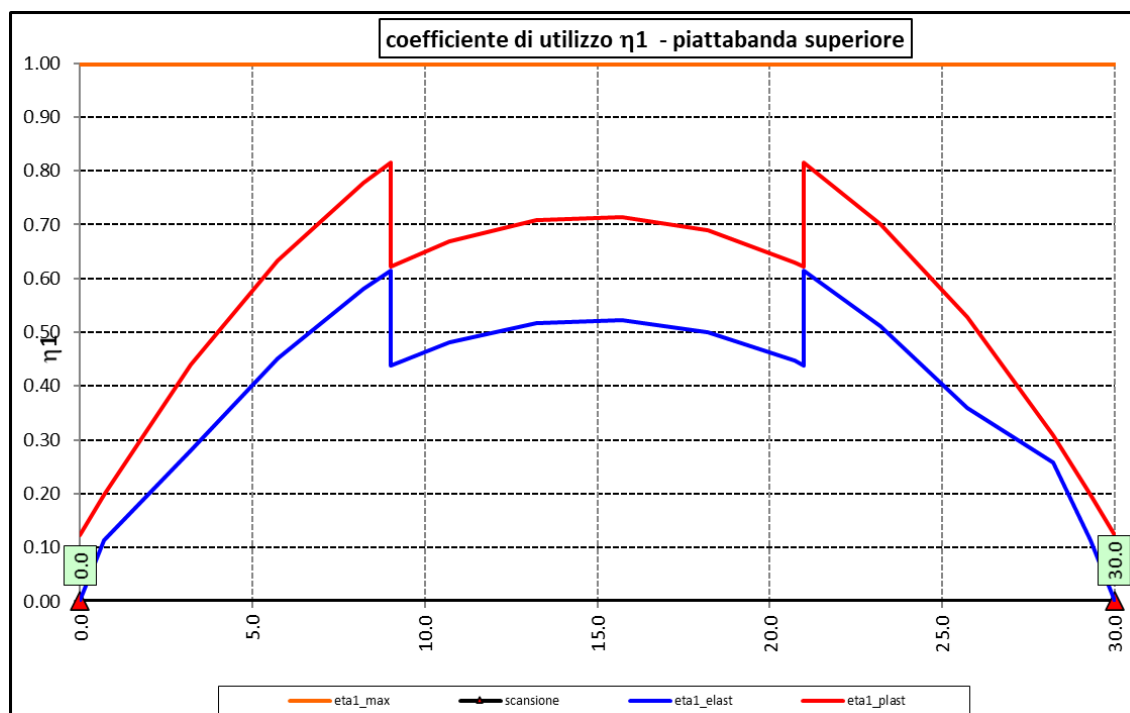
$M_{f,Rd}$  è il momento resistente di progetto delle sole flange efficaci;

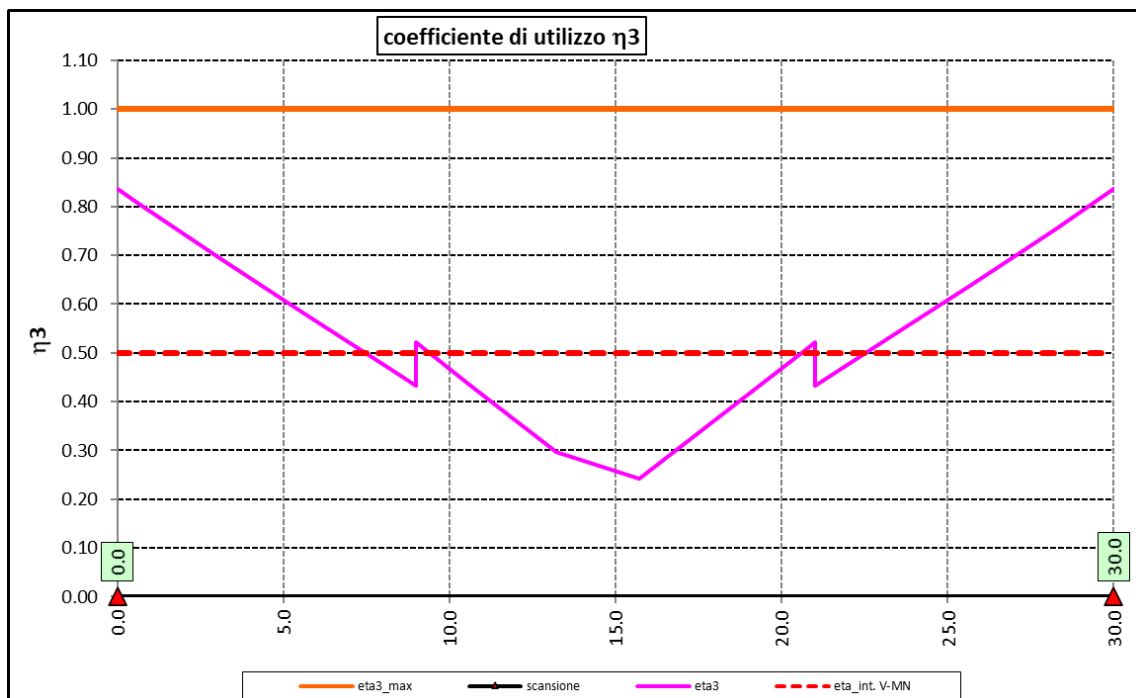
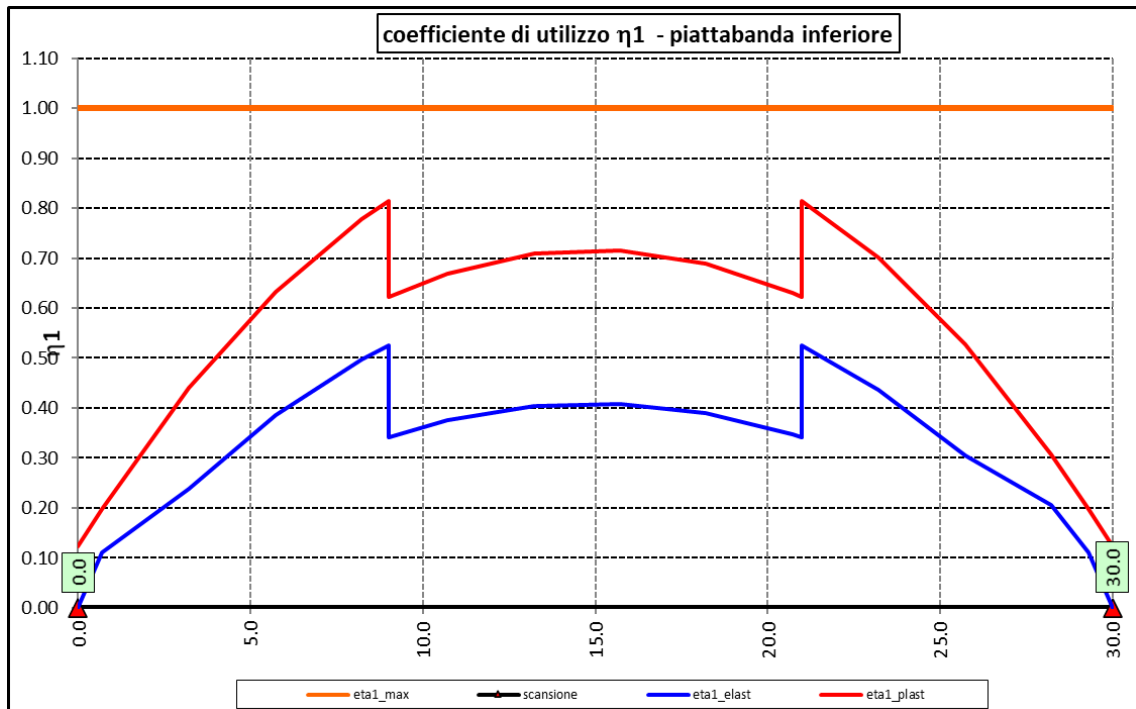
$M_{Pl,Rd}$  è la resistenza plastica della sezione trasversale composta dall'area effettiva delle flange e dall'intera anima senza tener conto della classe di quest'ultima;

$$\bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{Pl,Rd}}$$

### 6.3.1.5 Risultati verifiche travi principali agli SLU per pressoflessione, taglio e interazione taglio-momento

Si riportano nel seguito le rappresentazioni grafiche delle verifiche per l'involuppo delle combinazioni di carico precedentemente individuate, che come è possibile evincere sono tutte soddisfatte.





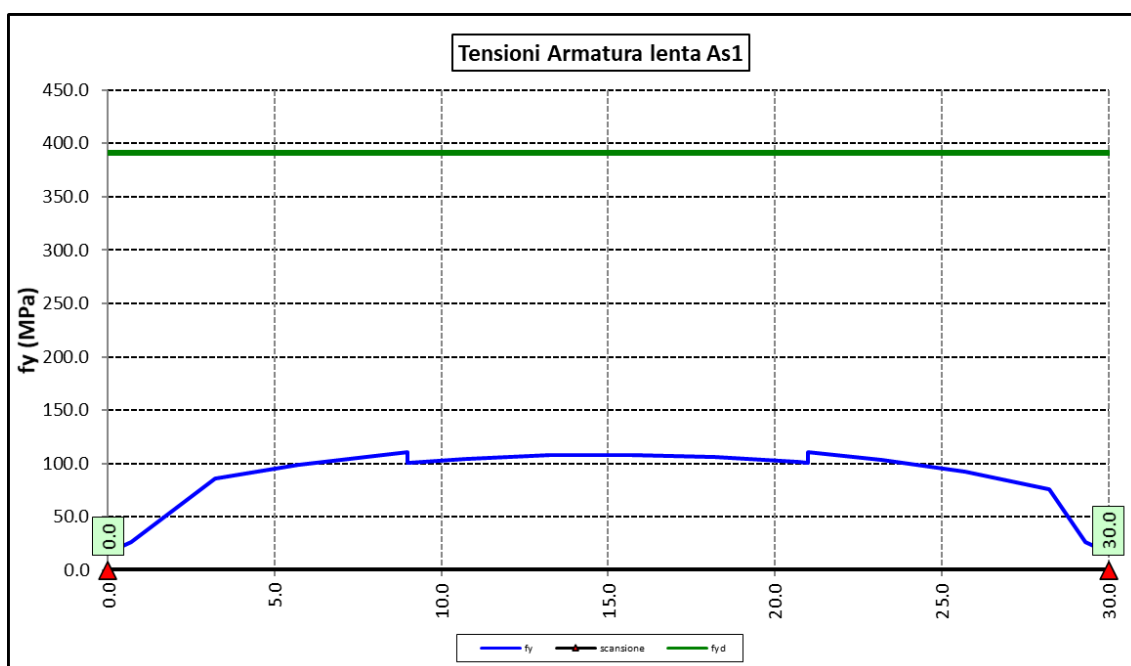
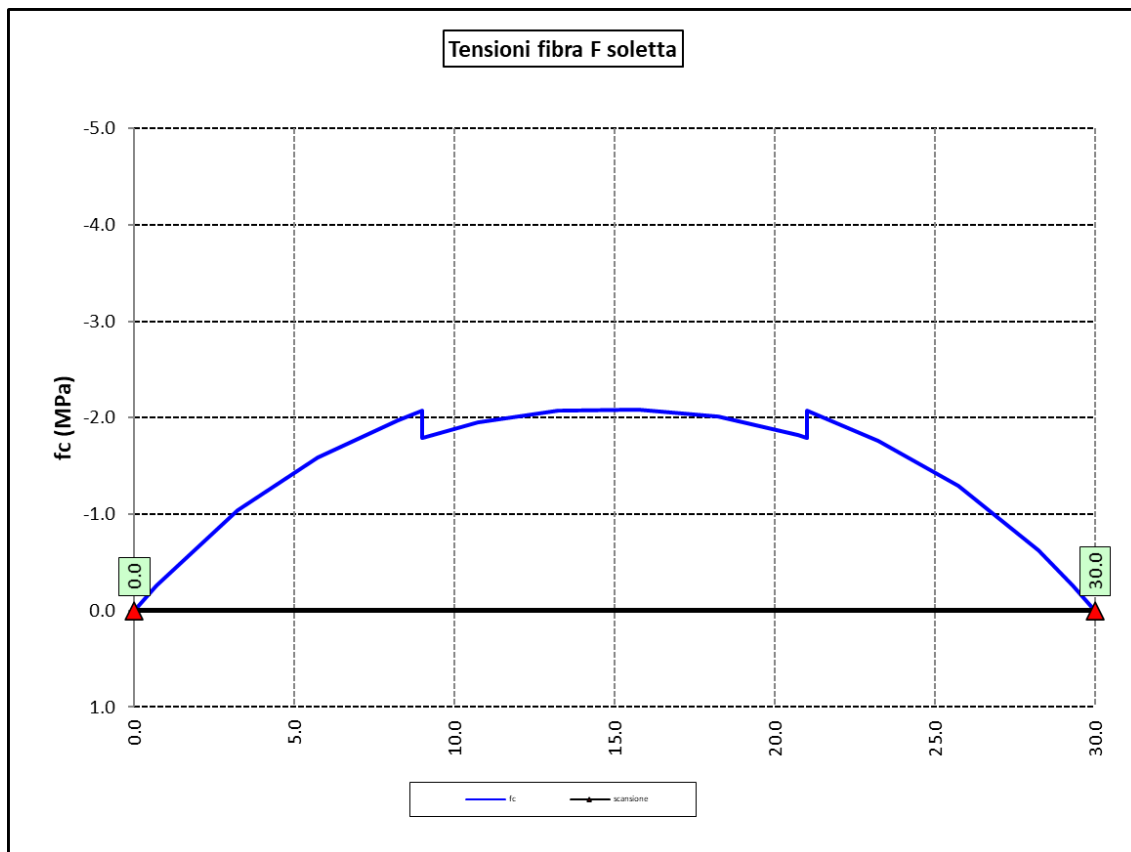
Per quanto attiene la soletta (fibra F) è stato verificato che:

$$f_{Ed} \leq f_{ck} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$$

Per le armature longitudinali della soletta (fibra As1) è stato verificato che:

$$f_{Ed} \leq f_{sd} = f_{sk} / \gamma_s$$

Nel seguito si riportano i risultati delle verifiche svolte in forma grafica. Per ciascuna fibra si riportano i valori delle tensioni di calcolo di progetto ed i valori delle resistenze di progetto.



Come è possibile evincere le verifiche sono sempre soddisfatte.

### 6.3.2 Verifiche SLE "a respiro" delle anime

La verifica è condotta con riferimento alla norma prEN 1993-2: 2006 relativa al progetto dei ponti in acciaio.

La snellezza dell'anima deve essere limitata per evitare fenomeni di "respiro" ovvero deformazioni laterali fuori dal piano che possono arrecare danneggiamenti per fatica, nella zona di collegamento fra anima e piattabande.

La verifica a respiro può essere trascurata per i pannelli d'anima senza irrigidimenti longitudinali o per pannelli secondari di anime irrigidite, dove è soddisfatto il seguente criterio:

$$b/t \leq 30 + 4,0 L \leq 300 \quad (\text{per ponti stradali})$$

dove L è la lunghezza della campata in m, ma non inferiore a 20 m.

Se la disposizione precedente non è soddisfatta la verifica "a respiro" risulta soddisfatta se:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \cdot \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \cdot \tau_{x,Ed,ser}}{k_{\tau} \cdot \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$$

dove:

$\sigma_{x,Ed,ser}$  e  $\tau_{x,Ed,ser}$  sono le tensioni calcolate per la combinazione di carico frequente;

$k_{\sigma}$  e  $k_{\tau}$  sono i coefficienti di imbozzamento in campo elastico;

$$\sigma_E = 190000 \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad [\text{MPa}];$$

b è l'altezza del pannello d'anima.

Nel caso in esame la verifica può essere trascurata essendo sempre soddisfatta la seguente relazione:

$$b/t \leq 30 + 4,0 L \leq 300$$

### 6.3.3 Verifiche agli SLE-RARA delle travi principali

Le verifiche agli SLE sono effettuate per la combinazione caratteristica (rara), controllando siano soddisfatte le seguenti relazioni:

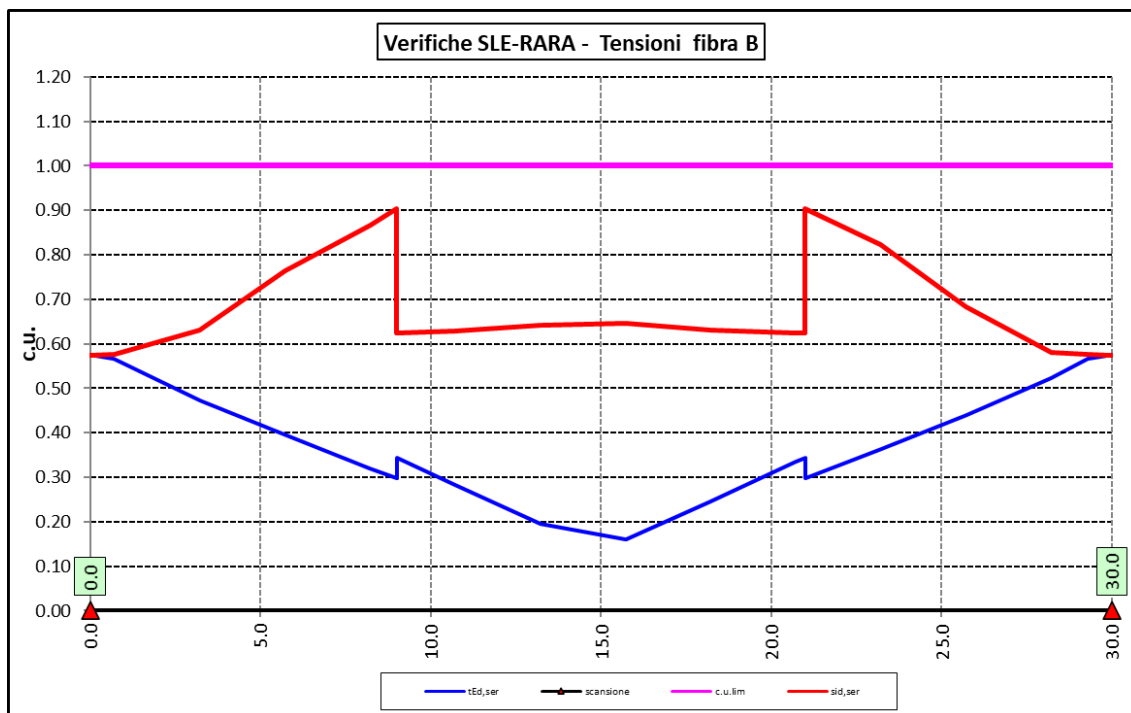
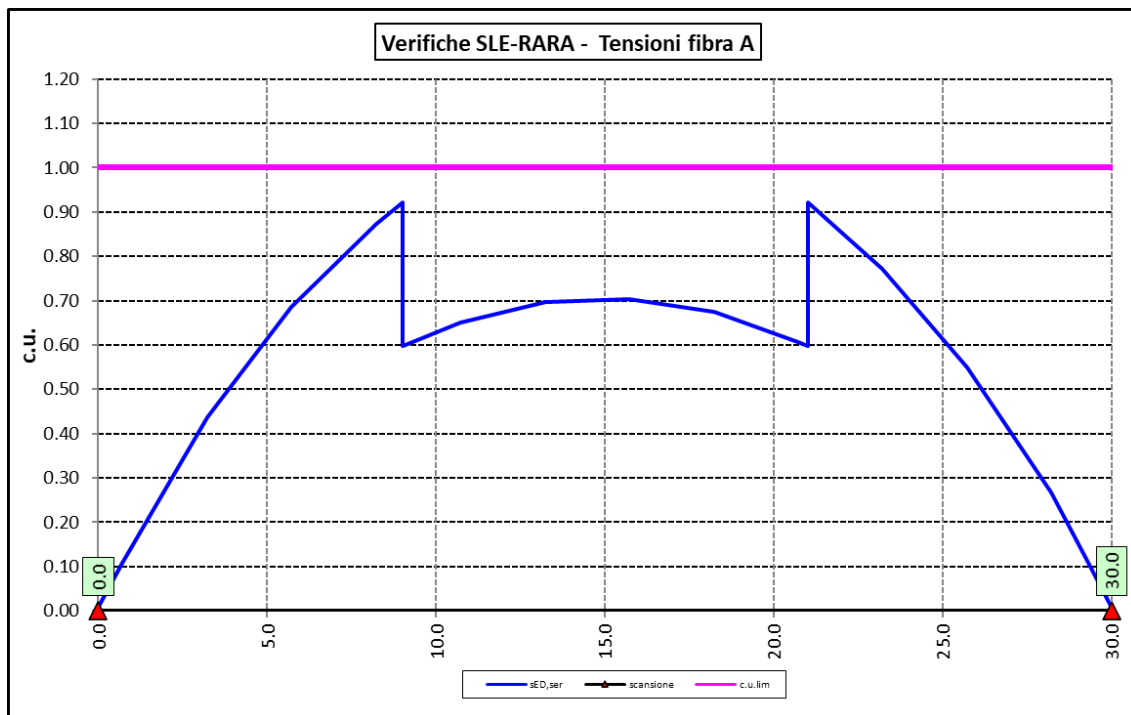
$$\frac{\sigma_{Ed,ser}}{f_{yk} / \gamma_{M,ser}} \leq 1$$

$$\frac{\tau_{Ed,ser}}{f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser})} \leq 1$$

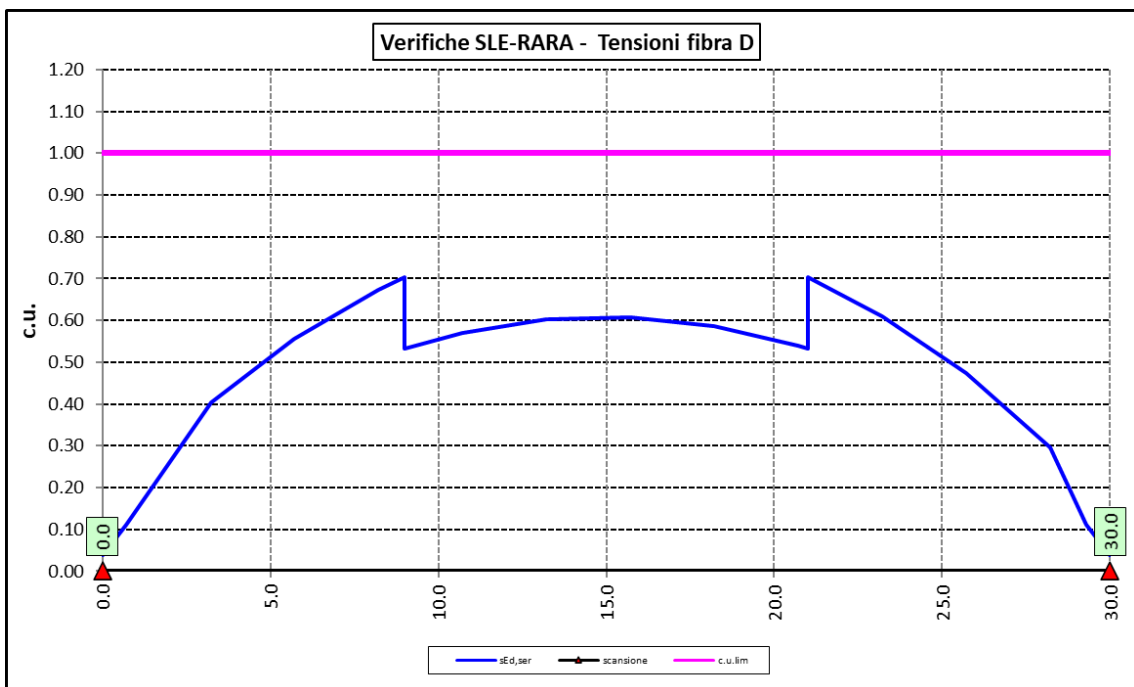
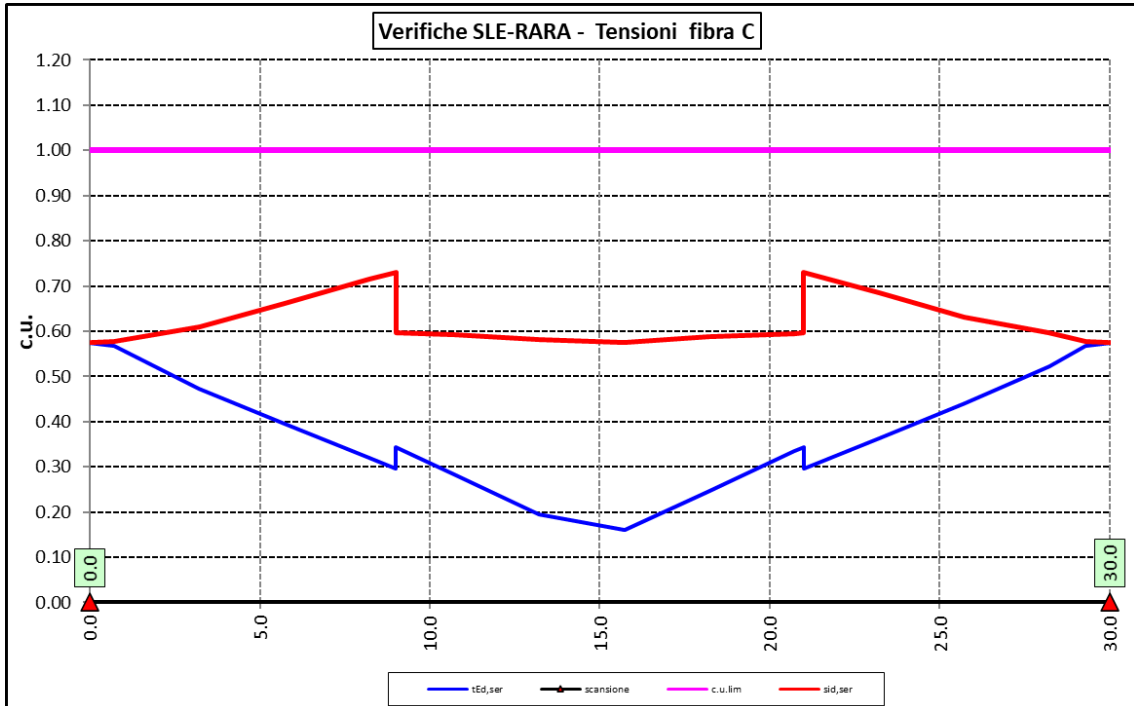
$$\frac{\sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + 3\tau_{Ed,ser}^2}}{f_{yk} / \gamma_{M,ser}} \leq 1$$

Il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_{M,ser}$  è stato assunto come raccomandato in EN 1993-2:2006 (EC3-2) pari a 1.

Le tensioni sono state valutate nelle fibre esterne delle piattabande e dell'anima. Di seguito si presentano i risultati delle verifiche svolte in forma grafica:







### 6.3.4 Verifiche a fatica

I ponti a sezione composta sono soggetti ad azioni dinamiche variabili nel tempo, e possono manifestare, in tempi più o meno lunghi, problemi legati alla fatica, con conseguente limitazione della funzionalità in esercizio e, nelle situazioni più critiche, il collasso della struttura.

L'esecuzione delle verifiche di resistenza a fatica dei componenti degli impalcati metallici o a sezione composta prevede l'individuazione dei dettagli maggiormente sensibili e la loro classificazione in base alle

curve S-N, nonché alla scelta del relativo coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_{Mf}$ . Il coefficiente  $\gamma_{Mf}$  dipende sia dalla accessibilità per l'ispezione, sia dall'entità delle conseguenze delle crisi per fatica dell'elemento o della struttura. Si possono utilizzare due diversi approcci progettuali:

- *criterio del danneggiamento accettabile per strutture poco sensibili alla rottura per fatica.*
- *criterio della vita utile a fatica per strutture sensibili alla rottura per fatica.*

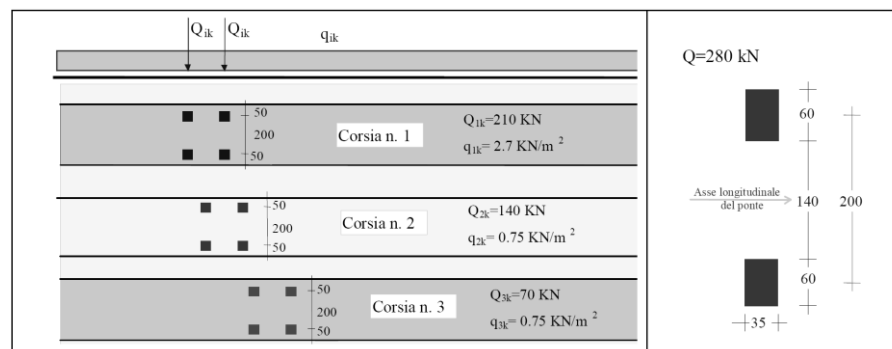
Criteri di valutazione	Conseguenze moderate ( $\gamma_{Mf}$ )	Conseguenze significative ( $\gamma_{Mf}$ )
Danneggiamento accettabile	1,00	1,15
Vita utile a fatica (Safe Life)	1,15	1,35

*Tabella 6.2. Coefficienti parziali  $\gamma_{Mf}$*

La verifica a fatica può essere condotta controllando che i valori massimi dei delta di tensione sulla struttura siano inferiori ai limiti di fatica per i diversi dettagli costruttivi (verifica per "Vita Illimitata") oppure controllando che, per un definito numero di cicli di tensione, la struttura possa subire delta di tensione in grado di creare danneggiamento ma con effetto complessivo non significativo nella vita di progetto dell'opera (verifica a "Danneggiamento").

I modelli di carico da utilizzarsi per la verifica a fatica degli impalcati stradali sono:

- il modello di carico LM1 costituito da dallo schema di carico 1, ma con valori dei carichi concentrati ridotti del 30 % e carichi distribuiti ridotti del 70 % (utilizzabile per verifiche a vita illimitata)



*Figura 6.4. Modello di carico a fatica LM1*

- il modello di carico LM2 costituito da un set di veicoli con ingombro geometrico e peso definiti (utilizzabile per verifiche a vita illimitata)

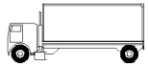
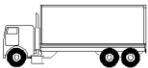
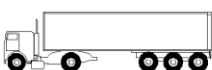
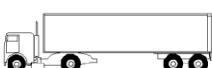

SAGOMA del VEICOLO	Distanza tra gli assi (m)	Carico frequente per asse (kN)	Tipo di ruota (Tab. 5.1.IX)
	4,5	90 190	A B
	4,20 1,30	80 140 140	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	90 180 120 120	A B C C
	3,40 6,00 1,80	90 190 140 140	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	90 180 120 110 110	A B C C C

Figura 6.5. Modello di carico a fatica LM2

- il modello di carico LM3, che si compone di un veicolo convenzionale dal peso complessivo di 480 kN (utilizzabile per verifiche a danneggiamento)

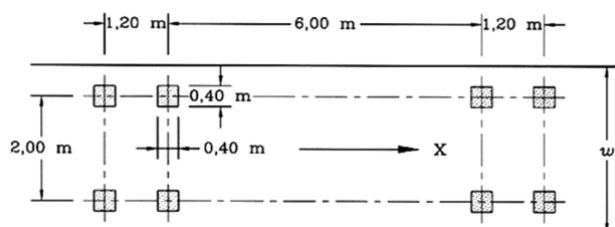


Figura 6.6. Modello di carico a fatica LM3 (4 assi da 120 kN)

- il modello di carico LM4 costituito da un set di veicoli con ingombro geometrico e peso definiti (utilizzabile per verifiche a danneggiamento)

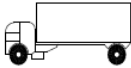
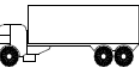
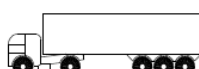
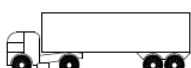
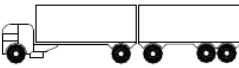
Sagoma del veicolo	Tipo di pneumatico (Tab.5.1-IX)	Interassi [m]	Valori equivalenti dei carichi asse [kN]	Composizione del traffico		
				Lunga percorrenza	Media percorrenza	Traffico locale
	A B	4,50	70 130	20,0	40,0	80,0
	A B B	4,20 1,30	70 120 120	5,0	10,0	5,0
	A B C C C	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90 90	50,0	30,0	5,0
	A B B B	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	15,0	15,0	5,0
	A B C C C	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	10,0	5,0	5,0

Figura 6.7. Modello di carico a fatica LM4

Le verifiche a fatica per vita illimitata sono condotte, per dettagli caratterizzati da limite di fatica ad ampiezza costante ( $\Delta\sigma_D$ ), controllando che il massimo delta di tensione  $\Delta\sigma_{\max} = (\sigma_{\max} - \sigma_{\min})$  indotto nel dettaglio stesso dallo spettro di carico significativo risulti minore del limite di fatica del dettaglio stesso. Ai fini del calcolo del  $\Delta\sigma_{\max}$  si possono impiegare, in alternativa, i modelli di carico di fatica 1 e 2, disposti sul ponte nelle due configurazioni che determinano la tensione massima e minima, rispettivamente, nel dettaglio considerato.

$$\gamma_F \cdot \Delta\sigma_{\max} \leq \frac{\Delta\sigma_D}{\gamma_{Mf}}$$


Le Circolari applicative delle NTC2018 (§[D\_2]), definiscono le diverse categorie di dettaglio ed i valori dei delta di tensione resistenti ( $\Delta\sigma_D$ ) per  $5 \cdot 10^6$  cicli di carico.

Le verifiche a danneggiamento consistono nel verificare che nel dettaglio considerato lo spettro di carico produca un danneggiamento  $D \leq 1$ . Il danneggiamento  $D$  è valutato mediante la legge di Palmgren-Miner, considerando la curva S-N caratteristica del dettaglio e la vita nominale dell'opera.

$$D = \sum_{i=1}^p D_i = \sum_{i=1}^p \frac{n_i}{N_i} \leq 1$$

Tali verifiche sono condotte considerando lo spettro di tensione indotto nel dettaglio dal modello di fatica semplificato n. 3, o, in alternativa, dallo spettro di carico equivalente costituente il modello di fatica n. 4.

In alcuni casi è possibile ricondurre la verifica a danneggiamento alla determinazione del delta di tensione equivalente  $\Delta\sigma_E$  mediante una serie di coefficienti  $\lambda$ , opportunamente calibrati, funzione della luce della

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 <b>anas</b> GRUPPO FS ITALIANE
<b>CA-356</b>	<b>Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu</b>	

campata, del volume di traffico atteso, della vita di progetto dell'opera e della simultaneità di più veicoli lenti nella carreggiata:

$$\Delta\sigma_E = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \cdot \varphi_{fat} \cdot [\sigma_{FLM,max} - \sigma_{FLM,min}] = \lambda \cdot \varphi_{fat} \cdot \Delta\sigma_{max}$$

con  $\lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \leq \lambda_{max}$ . Per l'applicazione del metodo si può far riferimento a EN 1994-2.

Il coefficiente dinamico equivalente  $\varphi_{fat}$  per ponti stradali è assunto diverso dall'unità solo nelle prossimità dei giunti di dilatazione. In definitiva, si conduce la verifica a danneggiamento controllando che risulti:

$$\gamma_F \cdot \Delta\sigma_E(\lambda) \leq \frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf}}$$

Le Circolari applicative delle NTC2018 (§[D\_2], definiscono le diverse categorie di dettaglio ed i valori dei delta di tensione resistenti ( $\Delta\sigma_C$ ) per  $2 \cdot 10^6$  cicli di carico ad ampiezza costante.

#### 6.3.4.1 Verifica a vita illimitata

Le verifiche a fatica sono state eseguite con il **metodo a vita illimitata** utilizzando il **carico LM2** in conformità al D.M. 14/01/2018 (carichi di progetto e coefficienti di sicurezza), ed alle indicazioni riportate della Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti 2 Febbraio 2009, n. 617, relative alle metodologie ed i particolari costruttivi (par. C.4.2.4.1.4).

La verifica è poi condotta con il **criterio della vita utile** (Safe Life) assumendo  $\gamma_{Mf} = 1.35$ .

Il carico LM2 è stato applicato secondo le indicazioni contenute al p.to 4.6.3 dell' Eurocodice ENV 1991-2 il quale precisa che i singoli veicoli che compongono l'LM2 devono essere fatti transitare separatamente lungo il ponte.

Il massimo delta di tensione  $\Delta\sigma_{max}$  in ogni sezione sarà pari al valore massimo dei cinque  $\Delta\sigma$  dovuti a ciascuno dei veicoli che formano l'LM2.

Ciascun veicolo percorre il ponte da spalla a spalla posizionato trasversalmente in asse alla corsia di marcia lenta della sezione stradale.

Sono stati considerati i particolari da fatica riportati nella tabella seguente:

	Descrizione del Particolare	$\Delta\sigma_c$ (Mpa)		$\Delta\sigma_D$ (Mpa)		Size Effect
		2·10 <sup>6</sup> cicli		5·10 <sup>6</sup> cicli (1)		
1	Irrigidimento verticale o montante del traverso in semplice piatto saldato sulle piattabande	80		59		NO
2	Contropiastra saldata alla piattabanda inferiore in corrispondenza degli appoggi per compensazione pendenza longitudinale e collegamento apparecchi di appoggio	56		41,3		NO
3	Terminazione impilaggio con taglio della piattabanda impilata a 90°	56		41,3		NO
4	Arco di scarico sull' anima per consentire l' esecuzione della giunzione saldata di testa delle piattabande	71		52,3		NO
5	Saldatura di testa delle piattabande con $T_{min} \leq 25$ mm e particolare della saldatura conforme a quello indicato nelle tavole di progetto (2).  $T_{min}$ = spessore minimo delle piattabande da unire	90		66,3		NO (3)
6	Saldatura di testa delle piattabande con $T_{min} > 25$ mm e particolare della saldatura conforme a quello indicato nelle tavole di progetto (4).  $T_{min}$ = spessore minimo delle piattabande da unire	Tmin	$\Delta\sigma_c$	Tmin	$\Delta\sigma_D$	SI (5)
		25	112	25	83	
		30	108	30	80	
		35	105	35	77	
		40	102	40	75	
		45	100	45	73	
		50	98	50	72	
		55	96	55	71	
		60	94	60	69	
		65	93	65	68	
		70	91	70	67	
		75	90	75	66	
		80	89	80	65	
		85	88	85	65	
		90	87	90	64	
		95	86	95	63	
		100	85	100	63	
7	Saldatura di testa delle anime a piena penetrazione tra elementi di spessore	71		52,3		NO (3)

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 GRUPPO FS ITALIANE
CA-356	<i>Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu</i>	

	differente con assi allineati con $T_{min} \leq 25$ <u>mm</u>			
	$T_{min}$ = spessore minimo delle anime da unire			

1.  $\Delta\sigma_D = 0,737 \times \Delta\sigma_C$
2. Sovraspessore di saldatura non superiore al 10% della larghezza del cordone
3. Per spessori inferiori a 25 mm non è necessario tener conto dell' effetto dello spessore su  $\Delta\sigma_C$
4. Saldatura molata a raso
5. Per spessori superiori a 25 mm è necessario tener conto dell' effetto dello spessore su  $\Delta\sigma_C$  secondo la relazione  $\Delta\sigma_{C,rid}(T_{min}) = \Delta\sigma_C(25\text{ mm}) \times K_s$ ;  $K_s = (25 / T_{min})^{0,2}$

Dall'esame della tabella precedente risulta che, con i particolari costruttivi previsti in progetto, la saldatura di testa delle piattabande (anche per spessori considerevoli) presenta un  $\Delta\sigma_C$  sempre superiore al particolare n° 7 (Saldatura di testa delle anime a piena penetrazione).

Analogamente, il particolare n°4 (Arco di scarico sull' anima per consentire l'esecuzione della giunzione saldata di testa delle piattabande), presenta un  $\Delta\sigma$  uguale al particolare n° 7 (Saldatura di testa delle anime a piena penetrazione).

Pertanto per la verifica a fatica nelle sezioni in cui è prevista la giunzione di testa dei conci sono stati utilizzati i particolari n° 4-7.

Per quanto riguarda i coefficienti  $\gamma$  sono stati utilizzati i seguenti valori:

- $\gamma_F = 1$
- $\gamma_{Mf} = 1,35$  (Coeff. di sicurezza per la verifica a fatica)

Nel seguito sono rappresentati in forma grafica i risultati ottenuti e le verifiche effettuate.

Nelle due figure seguenti sono rappresentate le verifiche a fatica.

Su ciascun grafico sono riportate due curve che rappresentano:

- Il diagramma dell' involucro dei  $\Delta\sigma$  (in Mpa) dovuti ai cinque veicoli che formano il carico LM2 ( $\Delta\sigma_E$ ).
- Il diagramma dei  $\Delta\sigma$  "Resistenti ridotti" ( $\Delta\sigma_{R,rid}$ ) pari al valore dei  $\Delta\sigma_D$  riportati nella tabella divisi per il coeff.  $\gamma_{Mf} = 1,35$ .

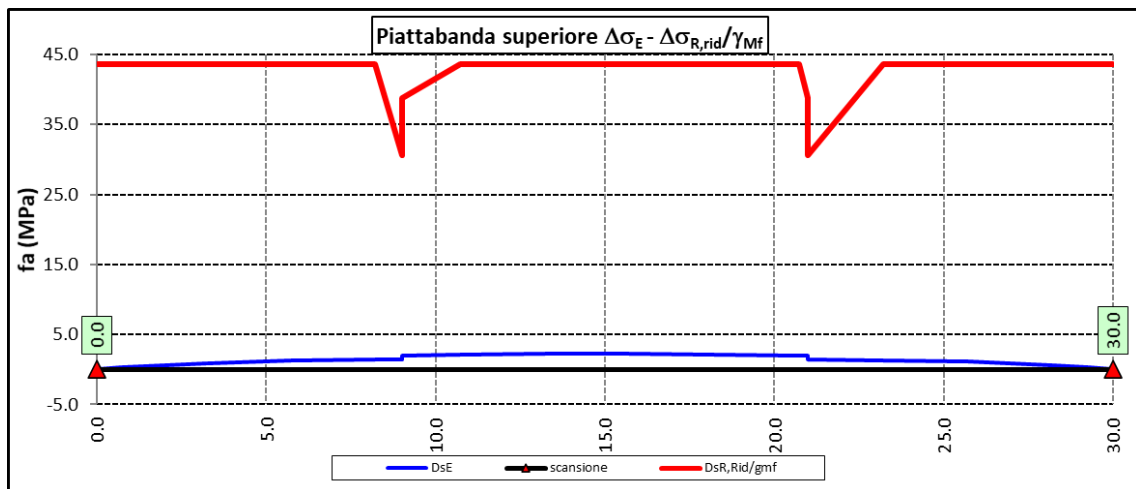
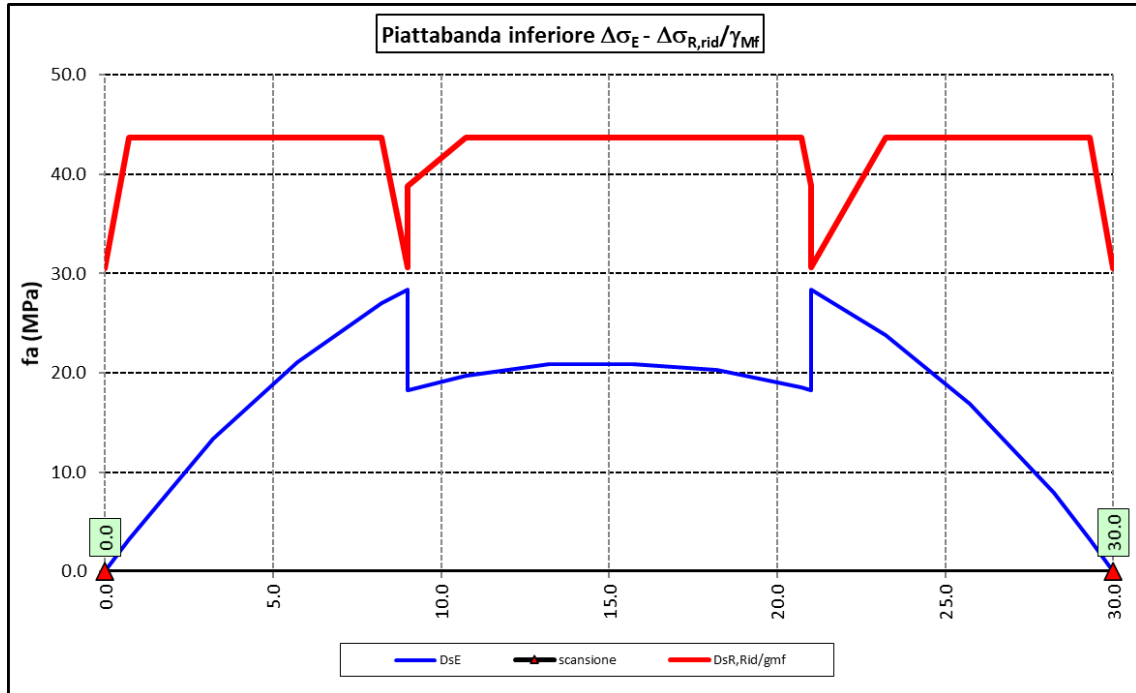
Tale grafico è stato costruito usando come retta di riferimento il valore del particolare n° 1 (presente ad interasse di circa 7 m lungo tutto lo sviluppo della struttura) per il quale si ha:

$$\Delta\sigma_{R,rid} = \Delta\sigma_D / 1,35 = 59/1,35 = 43,7 \text{ Mpa.}$$

I "picchi" verso il basso, rispetto a questa retta di riferimento, rappresentano i seguenti particolari:

- Particolare 2 (contropiastra) .....  $\Delta\sigma_{R,rid} / \gamma_{Mf} = 41,3/1,35 = 30,6 \text{ Mpa}$
- Particolare 3 (terminazione impilaggio) .....  $\Delta\sigma_{R,rid} / \gamma_{Mf} = 41,3/1,35 = 30,6 \text{ Mpa}$
- Particolare 7 (saldatura di testa delle anime di spessore non superiore a 25 mm)  $\Delta\sigma_{R,rid} / \gamma_{Mf} = 52,3/1,35 = 38,8 \text{ Mpa}$

Come è possibile evincere tutte le verifiche sono soddisfatte.



### 6.3.5 Verifiche SLU delle saldature longitudinali

I cordoni d'angolo delle saldature flangia superiore – anima (fibra C) ed anima – flangia inferiore (fibra B) sono stati verificati agli SLU ed allo stato limite di fatica.

Per quanto attiene le verifiche di resistenza SLU, devono essere rispettate simultaneamente le seguenti condizioni (par. 4.2.8.4):

$$\sqrt{\tau_{//}^2 + n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2} \leq \beta_1 f_{yk}$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 f_{yk}$$

Con  $\beta_1$  e  $\beta_2$  forniti dalla seguente tabella in funzione del grado di acciaio:



**Tabella 4.2.XIV Valori dei coefficienti  $\beta_1$  e  $\beta_2$**

	S235	S275 - S355	S420 - S460
$\beta_1$	0,85	0,70	0,62
$\beta_2$	1,0	0,85	0,75

Essendo:

$\tau_{//}$  la tensione tangenziale agente nella sezione di gola parallela all'asse del cordone di saldatura.

$n_{\perp}$  la tensione normale agente nella sezione di gola perpendicolare all'asse del cordone di saldatura;

Nel calcolo della  $n_{\perp}$  per il cordone a livello della flangia superiore si tiene conto del peso della soletta, del carico permanente e dell'azione di una ruota dell'asse di carico tandem di schema 1 (Q=150 kN - lunghezza dell'impronta 40 cm), diffusa a 45° nello spessore della pavimentazione e della soletta.

Per quanto riguarda la verifica a fatica, è stata condotta una verifica a **vita illimitata** secondo il criterio della **vita utile a fatica**, ipotizzando **conseguenze significative** della rottura; ciò conduce ad un coefficiente parziale di sicurezza pari a  $\gamma_{Mf} = 1,35$ .

Il valore del delta di tensione tangenziale resistente è definito, tramite l'applicazione del coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_{Mf}$ , a partire dal delta di tensione resistente per  $2 \times 10^6$  cicli (classe del dettaglio  $\Delta\tau_C = 80$  MPa), secondo la seguente relazione:

$$\Delta\tau_R = \frac{\Delta\tau_L}{\gamma_{Mf}} = \frac{0,457 \cdot \Delta\tau_C}{\gamma_{Mf}} = \frac{0,457 \cdot 80}{1,35} = 27 \text{ MPa}$$

In allegato si riportano gli esiti delle verifiche effettuate.

La dimensione dei cordoni d'angolo delle saldature è riportata nelle tabelle allegare e negli elaborati grafici.

### 6.3.6 Verifiche delle connessioni a pioli

Si adottano pioli tipo Nelson di altezza 220 mm e diametro 22 mm.

La resistenza di calcolo a taglio SLU del singolo connettore, valutata secondo le espressioni di cui al punto 4.3.4.3.1.2 delle NTC2018 è:

Resistenza dei connettori	Var	unità	
resistenza a rottura dell'acciaio del piolo	ft	Mpa	450
coefficiente di resistenza parziale	$\gamma_v$		1.25
Diametro del piolo	d	mm	22
altezza del piolo	hsc	mm	220
resistenza a compressione cilindrica cls soletta	fck	Mpa	35
Modulo elastico cls soletta	Ec	Mpa	34077
coefficiente alpha	$\alpha$		1.0
Resistenza del piolo (componente acciaio)	$P_{RD,a}$	kN	109.5
Resistenza del piolo (componente cls)	$P_{RD,c}$	kN	122.6
<b>Resistenza del piolo SLU (min (<math>P_{RD,a}; P_{RD,c}</math>))</b>	$P_{RD,SLU}$	kN	<b>109.5</b>

Agli SLE si considera la seguente resistenza dei connettori:

Coefficiente Ks	Ks		0.75
<b>Resistenza del piolo SLE (ks x Prd)</b>	$P_{RD,SLE}$	kN	<b>82.1</b>

Le verifiche nei confronti dello Stato Limite Ultimo di fatica sono effettuate "a danneggiamento" controllando che sia:

- nelle zone in cui la piattabanda superiore risulta compressa:

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E,2} \leq \Delta\tau_C / \gamma_{Mf,s} \quad \text{controllo sul delta di tensione tangenziale } \Delta\tau$$

Con:

$$\Delta\tau_{E,2} \quad \text{delta di tensione equivalente sul piolo;}$$

$$\Delta\tau_C \quad \text{valore di riferimento della resistenza a fatica del piolo pari a 90 MPa;}$$

$$\gamma_{Ff} \quad \text{fattore di sicurezza parziale sui carichi pari ad 1.0;}$$

$$\gamma_{Mf,s} \quad \text{fattore di sicurezza parziale sul materiale costituente il piolo posto pari a 1.15.}$$


- nelle zone in cui la piattabanda superiore risulta tesa:

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E,2} \leq \Delta\tau_C / \gamma_{Mf,s} \quad \text{controllo sul delta di tensione tangenziale } \Delta\tau$$

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C \cdot \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_C \cdot \gamma_{Mf,s}} \leq 1,3 \quad \text{controllo sull'interazione fra } \Delta\tau \text{ e } \Delta\sigma$$

Con:

$$\Delta\sigma_{E,2} \quad \text{intervallo di tensioni agenti sulla piattabanda superiore;}$$

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA-356	<b>Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu</b>	

$\Delta\sigma_C$

valore di riferimento della resistenza a fatica della piattabanda superiore pari a 80 MPa.

Il delta di tensione equivalente sul piolo è pari a:

$$\Delta\tau_{E,2} = \lambda_v \cdot \Delta\tau$$

con  $\lambda_v$  è il fattore di danneggiamento equivalente per la connessione a pioli e  $\Delta\tau$  intervallo di tensioni tangenziali prodotte dal carico da fatica.

Pertanto si ha:

Dati per verifiche a fatica - Danneggiamento equivalente	Var		unità
Classe di resistenza a fatica per pioli (scorrimento)	$\Delta\tau_c$	Mpa	90.0
Classe di resistenza a fatica della piat. Sup. per effetto saldatura pioli	$\Delta\sigma_c$	Mpa	80.0
Coefficiente parziale amplificativo dei carichi	$\gamma_{Ff}$		1.00
Coefficiente di resistenza parziale (verifica al danneggiamento)	$\gamma_{Mf}$		1.15
Resistenza di calcolo a fatica pioli Dtr_rid	$\Delta\tau_c / (\gamma_{Mf} \times \gamma_{Ff})$	Mpa	78.3
Resistenza di calcolo a piattabanda superiore Dse_rid	$\Delta\sigma_c / (\gamma_{Mf} \times \gamma_{Ff})$	Mpa	69.6

Il calcolo dei fattori lambda e lambda v fornisce i seguenti risultati:

Fattori lambda - Danneggiamento equivalente	Var		unità
tipo di traffico:	percorrenza		lunga
Vita di progetto del ponte	$t_{ld}$	anni	100
Peso lordo medio degli autocarri sulla corsia lenta	$Q_{m1}$	kN	445
numero di veicoli di massa superiore a 10 ton transitanti sulla	$N_{obs}$		5.0E+05
fattore che tiene conto del volume di traffico lambda 2	$\lambda_2$		0.927
fattore che tiene conto della vita di progetto del ponte	$\lambda_3$		1.00
fattore che tiene conto del traffico pesante sulle altre corsie	$\lambda_4$		1.00
fattore lambda v 1	$\lambda_{v1}$		1.55
fattore che tiene conto del volume di traffico lambda v 2	$\lambda_{v2}$		0.927
fattore che tiene conto della vita di progetto del ponte	$\lambda_{v3}$		1.00
fattore che tiene conto del traffico pesante sulle altre corsie	$\lambda_{v4}$		1.00
fattore lambda v	$\lambda_v$		1.437

Infine, si è tenuto conto delle azioni concentrate alle estremità dovute a ritiro e variazioni termiche.

I connettori sono stati disposti ad interasse costante pari a 200 mm lungo l'asse delle travi principali.

I risultati delle verifiche svolte sono riportati in allegato.

#### 6.4 Verifiche SLE di deformabilità della struttura

E' stato verificato che la somma delle deflessioni dovute ai carichi permanenti fosse inferiore di 1/150 della luce delle campate.

Inoltre, è stato effettuato un controllo delle deflessioni generate in fase di esercizio dai carichi mobili, verificando che queste risultano sempre non maggiori di 1/500 la luce delle campate.

I risultati a delle verifiche svolte sono riepilogati nella seguente tabella:

		peso proprio	permanenti portati	Ritiro iperstatico	Totale permanenti	Luce campate (m)	1/150 L	Verifica	Carichi mobili - C	Carichi mobili - D	Carichi mobili - F	Carichi mobili	1/500 L	Verifica	Controfreccia teorica
Nodo	Progr (m)	fg1 (m)	fg2 (m)	fr (m)	fperm (m)	L(m)						fg1 (m)			fCf-t (m)
1	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	30.000	-0.200	OK!	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.060	OK!	0.000
2	0.70	-0.004	-0.001	0.000	-0.005	30.000	-0.200	OK!	-0.001	-0.001	0.000	-0.002	-0.060	OK!	0.005
3	3.22	-0.020	-0.003	0.000	-0.022	30.000	-0.200	OK!	-0.005	-0.004	0.000	-0.008	-0.060	OK!	0.025
4	5.72	-0.033	-0.005	0.000	-0.038	30.000	-0.200	OK!	-0.008	-0.006	0.000	-0.014	-0.060	OK!	0.041
5	8.22	-0.043	-0.006	0.000	-0.049	30.000	-0.200	OK!	-0.011	-0.008	0.000	-0.018	-0.060	OK!	0.054
6	9.00	-0.045	-0.007	0.000	-0.052	30.000	-0.200	OK!	-0.011	-0.008	0.000	-0.020	-0.060	OK!	0.057
7	10.72	-0.050	-0.007	0.000	-0.057	30.000	-0.200	OK!	-0.012	-0.009	0.000	-0.022	-0.060	OK!	0.063
8	13.22	-0.054	-0.008	0.000	-0.062	30.000	-0.200	OK!	-0.013	-0.010	0.000	-0.023	-0.060	OK!	0.067
9	15.72	-0.054	-0.008	0.000	-0.062	30.000	-0.200	OK!	-0.014	-0.010	0.000	-0.024	-0.060	OK!	0.068
10	18.22	-0.052	-0.008	0.000	-0.059	30.000	-0.200	OK!	-0.013	-0.010	0.000	-0.022	-0.060	OK!	0.065
11	20.72	-0.046	-0.007	0.000	-0.053	30.000	-0.200	OK!	-0.011	-0.008	0.000	-0.020	-0.060	OK!	0.058
12	21.00	-0.045	-0.007	0.000	-0.052	30.000	-0.200	OK!	-0.011	-0.008	0.000	-0.020	-0.060	OK!	0.057
13	23.22	-0.038	-0.006	0.000	-0.043	30.000	-0.200	OK!	-0.009	-0.007	0.000	-0.016	-0.060	OK!	0.047
14	25.72	-0.025	-0.004	0.000	-0.029	30.000	-0.200	OK!	-0.006	-0.005	0.000	-0.011	-0.060	OK!	0.032
15	28.22	-0.011	-0.002	0.000	-0.013	30.000	-0.200	OK!	-0.003	-0.002	0.000	-0.005	-0.060	OK!	0.014
16	29.30	-0.004	-0.001	0.000	-0.005	30.000	-0.200	OK!	-0.001	-0.001	0.000	-0.002	-0.060	OK!	0.005
17	30.00	0.000	0.000	0.000	0.000	30.000	-0.200	OK!	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.060	OK!	0.000

La figura seguente fornisce evidenza dei risultati ottenuti:

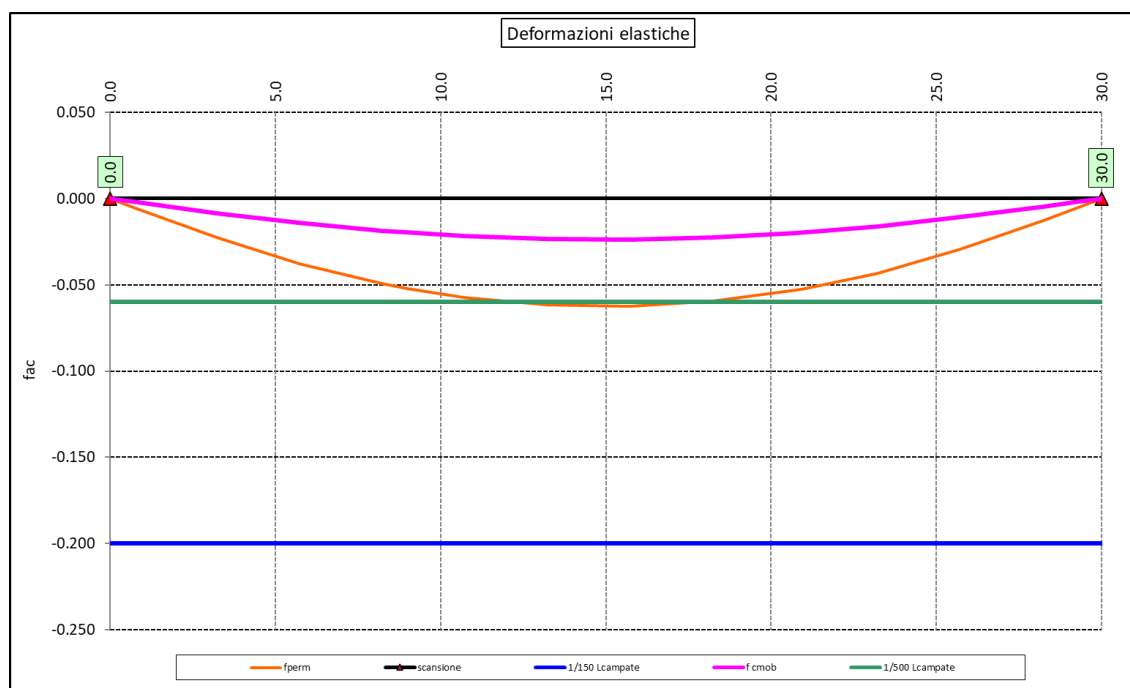


Figura 6.8. Travi principali – Verifiche di deformabilità

Le deflessioni delle travi dovute ai carichi permanenti saranno recuperate mediante opportune controfreccie di montaggio. La contro freccia teorica  $f_{Cf}$  è stabilita pari a:

$$f_{Cf} = f_{G1} + f_{G2} + f_{rit} + 25\% f_{Cmob}$$

essendo:

$f_{G1}$ : la deflessione dovuta ai pesi propri;

$f_{G2}$ : la deflessione dovuta ai permanenti portati;

$f_{rit}$ : la deflessione dovuta al ritiro iperstatico;

$f_{Cmob}$ : la deflessione dovuta ai carichi mobili.

La figura seguente riporta l'andamento della contro freccia teorica in base alla quale sarà costruita la controfreccia di montaggio:

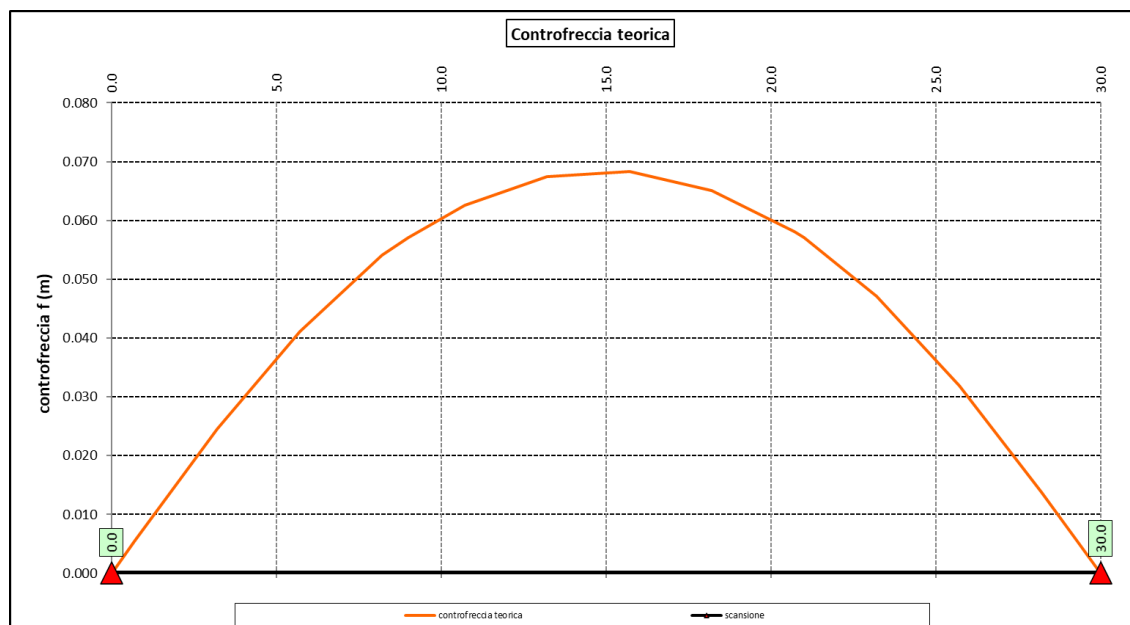


Figura 6.9. Travi principali – controfreccia teorica

## 6.5 Verifica della Soletta in c.a.

Si prevede che il getto della soletta avvenga su predalle di altezza pari a 7 cm tessute in direzione trasversale all'asse dell'impalcato ed appoggiate sulle ali superiori delle travi principali.

Il getto della soletta dovrà tassativamente avvenire in due fasi in direzione trasversale:

1. dapprima si eseguirà il getto della soletta nella parte centrale compresa tra le due travi principali, comprendendo il getto degli sbalzi per 1.00 m dall'asse delle travi. I suddetti getti avverranno secondo questa successione:
  - a. getto di due fasce di larghezza pari a 2.00 m a cavallo delle travi principali;
  - b. completamento del getto della campata compresa tra le travi principali.N.B. non è richiesta alcuna maturazione dei getti nel passaggio tra la fase 1a e la fase 1b.
2. successivamente avverrà il completamento della soletta con il getto delle zone rimanenti degli sbalzi. Il getto di seconda fase potrà avvenire solo dopo che il getto di prima fase avrà raggiunto la resistenza di 25 Mpa.


Infine si provvederà a realizzare il getto dei cordoli.

In direzione longitudinale i getti andranno effettuati dapprima i getti delle zone di campata e successivamente i getti delle zone a cavallo delle spalle.

Nel prosieguo sono presentate le verifiche delle predalle in fase di autoportanza e quelle dell'intera soletta in esercizio relativa all'impalcato destro, in quanto più cautelative rispetto a quelle previste per il sinistro.

### 6.5.1 Verifica delle predalles in fase di autoportanza

Le predalle, di larghezza pari a 2.40 m, saranno armate con tralicci di tipo HD Baustrada 12/16/10 h=205 mm posti ad interasse corrente di 40 cm (n.6 tralicci). Sulla campata interna saranno disposti ulteriori 5 tralicci di rinforzo per ciascuna predalla.

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA-356	<b>Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu</b>	

In fase di calcolo è stato considerato un sovraccarico accidentale dovuto ai mezzi d'opera pari a **0.75 kN/m<sup>2</sup>**.

Le predalle sono interrotte in corrispondenza delle piattabande superiori delle travi principali per consentire l'alloggiamento dei connettori.

La verifica delle sezioni viene effettuata in mezzeria per la campata interna ed in corrispondenza dell'incastro dello sbalzo.

In accordo alle fasi di getto, si considerano 3 schemi di carico:

1. Peso proprio predalla + getto in corrispondenza della campata interna + peso dei mezzi d'opera posizionati in corrispondenza della campata interna compresa tra le travi metalliche. In questa fase si verifica il traliccio in corrispondenza della sezione di mezzeria (massimo momento positivo). A favore di sicurezza si trascura il contributo stabilizzante offerto dal peso dei getti di completamento sugli sbalzi eseguiti in fase **1a**.
2. Peso proprio predalla + getto dello sbalzo per **1.00 m** dall'asse della trave principale + peso dei mezzi d'opera su tutta la lunghezza dello sbalzo. Si verifica il traliccio in corrispondenza dell'incastro dello sbalzo.
3. Peso proprio predalla e della veletta di bordo + peso completamento del getto dello sbalzo + peso dei mezzi d'opera. In questa fase si verifica il traliccio in corrispondenza della sezione a **1.00 m** dall'asse della trave di bordo.

Di seguito si illustrano i criteri di calcolo e verifica e successivamente i risultati delle verifiche effettuate per il caso in esame.

#### 6.5.1.1 Criteri di calcolo e verifica

Gli sforzi normali massimi di trazione/compressione  $N_{Ed}$ , agenti sui correnti dei tralici per verifiche SLU di resistenza a trazione e instabilità a compressione, sono determinati dividendo il momento flettente di calcolo agli SLU per il braccio delle forze interne  $h_u$ , pari alla distanza verticale tra il corrente superiore e inferiore.

Gli sforzi normali massimi di compressione agenti sulle diagonali dei tralici si ottengono dividendo il massimo taglio di calcolo  $V_{max}$  nella sezione considerata, per il seno dell'angolo  $\alpha$ , formato dalla diagonale con l'asse dei correnti nel piano longitudinale, e per il coseno dell'angolo  $\beta$ , formato dalla diagonale con l'asse verticale nel piano trasversale.

#### Verifica di resistenza dei correnti tesi

Deve essere soddisfatta la seguente espressione:

$$c.m. = \frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1.0$$

La resistenza a trazione  $N_{t,Rd}$  dei correnti tesi è pari a:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_s f_{yk}}{\gamma_M}$$

essendo:

- $A_s$  l'area totale dei correnti tesi;
- $f_{yk}$  la tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio dei correnti;
- $\gamma_M$  è il coefficiente di sicurezza pari a **1.15** per acciaio **B450C**.

#### Verifica all'instabilità dei correnti compressi

Deve essere soddisfatta la seguente espressione:

$$c.m. = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1.0$$

La resistenza all'instabilità  $N_{b,Rd}$  delle aste compresse dei tralicci è stata valutata in accordo al paragrafo §4.2.4.1.3.1 delle NTC2018:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_s f_{yk}}{\gamma_M}$$

Essendo:

$A_s$  l'area totale dei correnti compressi;

$f_{yk}$  la tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio dei correnti;

$\gamma_M$  è il coefficiente di sicurezza pari a 1.15 per acciaio B450C.

$\chi$  il coefficiente di riduzione dello sforzo normale a compressione fornito dalla seguente espressione:

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

dove:

$$\Phi = 0.5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda} + 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

$\alpha$  è il fattore di imperfezione assunto pari a 0.49 in accordo alla tab. Tab 4.2.VI;

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_{yk}}{N_{cr}}}$$

è la snellezza adimensionale;

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{L_0^2}$$

è il carico critico euleriano, dipendente dalle proprietà della sezione lorda e dalla

lunghezza libera di inflessione dell'asta  $L_0 = \beta L$ ;

$\beta = 1.0$  nel caso dei correnti e  $\beta = 0.9$  nel caso delle diagonali dei tralicci.

$L$  è la lunghezza dell'asta; nel caso dei correnti è pari alla distanza che intercorre tra due successivi nodi dei tralicci in direzione longitudinale, mentre nel caso delle diagonali è pari alla lunghezza effettiva della diagonale.

### 6.5.1.2 Verifica della predalla in mezzeria della campata tra le travi

A favore di sicurezza, ai fini dell'autoportanza si trascura il contributo offerto dalle armature integrative disposte all'interno delle predalle, e si considerano le sole armature dei tralicci.

DATI GEOMETRICI SOLETTA IN C.A.		Var	unità			
Interasse tra le travi	it	mm	6500			
Lunghezza dello sbalzo sx rispetto ad asse trave	Ls_sx	mm	2750			
Larghezza asola sulla piattabanda superiore sx	Bas_sx	mm	600			
Distanza tra asse trave sx e asse appoggio predalla	Dap_sx	mm	325			
Lunghezza dello sbalzo dx rispetto ad asse trave	Ls_dx	mm	2750			
Larghezza asola sulla piattabanda superiore dx	Bas_dx	mm	600			
Distanza tra asse trave dx e asse appoggio predalla	Dap_sx	mm	325			
Altezza complessiva soletta in campata - per carichi	hs1c	mm	370			
Altezza complessiva soletta in campata - per verifiche	hs2	mm	310			
Luce di calcolo della predalla in campata	ls	mm	5850			
DATI PERMANENTI PORTATI		Var	unità			
DATI GEOMETRICI PREDALLE		Var	unità			
n. tralicci per dalla	nt		11			
altezza traliccio	ht	mm	205			
<b>Sezione corrente</b>	n	$\phi$	A	At	di	I
		mm	mmq	mmq	mm	mm4
Armatura superiore tralicci	1	16	201	2212	227	35387
Armatura inferiore tralicci	2	12	226	2488	36	22393
Armatura inferiore nella dalla				0	30	0
spessore predalla in agli sbalzi per carichi		mm	70			
spessore predalla in campata per carichi		mm	70			
spessore predalla in campata per verifiche		mm	70			
larghezza predalla		mm	2400			
coefficiente di omogeneizzazione			10			
Area predalla		mm2	16800			
Caratteristiche geometrico-inerziali		Var	unità			
Area totale	At	mm2	21500			
Momento statico rispetto al lembo inferiore	Mstat	mm3	1179625			
Y baricentro rispetto al lembo inferiore	Yg	mm	55			
Momento d'inerzia dalla tralicciata	It	mm4	79965995			



FASE 1 - POSA IN OPERA DALLE GETTO DI COMPLETAMENTO						
ANALISI DEI CARICHI		B	H	$\gamma$	p	p
		m	m	kN/mc	kN/mq	kN/ml
peso proprio predalla agli sbalzi	g1a	2.40	0.07	25.0		4.20
peso proprio predalla in campata	g1b	2.40	0.07	25.0		4.20
peso proprio getto di completamento	g1c	2.40	0.30	25.0		18.00
peso mezzi d'opera	q	2.40			0.75	1.80
CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE		Var	unità			
Reazione all'appoggio sx - permanenti	RA-p	kN	75.23			
ascissa taglio nullo	x_V(0)	m	2.93			
Momento massimo in campata - permanenti	Mmax_p	kNm	75.93			
Momento massimo in campata - accidentali	Mmax_q	kNm	7.70			
Taglio massimo all'appoggio - permanenti	Vmax_p	kN	64.94			
Taglio massimo all'appoggio - accidentali	Vmax_q	kN	5.27			
Coefficiente parziale per verifiche SLU - permanenti	$\gamma_g$		1.30			
Coefficiente parziale per verifiche SLU - accidentali	$\gamma_q$		1.50			
Verifiche SLU - Momento flettente in mezzzeria	Mmax	kNm	110.3			
Verifiche SLU - Taglio massimo all'appoggio	Vmax	kNm	92.3			
VERIFICA DI STABILITA' CORRENTI		Var	unità			
altezza del traliccio	ht	m	0.191			
Momento flettente	Mmax	kNm	110.26			
angolo alpha nel piano longitudinale del traliccio	alp	deg	62.4			
angolo beta nel piano trasversale del traliccio	bet	deg	11.8			
Sforzo massimo nei correnti	Nmax1	kN	577.3			
Verifica dei correnti compressi		Var	unità	cor traliccio		
n. correnti	nc			11		
Diametro corrente compresso	$\phi$	mm	16			
Area corrente compresso	A	mmq	201			
Momento d'inerzia corrente compresso	Ix	mm4	3217			
raggio d'inerzia corrente	isup	m	0.0040			
Lunghezza libera d'infllessione	L0	m	0.20			
coefficiente beta	$\beta$		1.00			
snellezza	$\lambda$		50.0			
Carico critico elastico dell'armatura	Ncr	N	166690			
snellezza adimensionale	$\lambda_{\_}$		0.74			
fattore di imperfezione alpha	$\alpha$		0.49			
coefficiente $\Phi$	$\Phi$		0.90			
coefficiente $\chi$	$\chi$		0.70			
Resistenza all'instabilità dell'armatura compressa	Nb,Rd	kN	607			
coefficiente di utilizzo	c.u		0.95		< 1.0	
Verifica dei correnti tesi		Var	unità	inferiori		
A correnti	A	mmq	2488			
Resistenza a trazione dell'armatura tesa	Nt,Rd	kN	974			
coefficiente di utilizzo	c.u		0.59		< 1.0	
VERIFICA DIAGONALI						
altezza del traliccio	ht	m	0.191			
n. diagonali	nd		22			
Taglio massimo	Vmax	kN	92.31			
angolo alpha nel piano longitudinale del traliccio	alp	deg	62.4			
angolo beta nel piano trasversale del traliccio	bet	deg	11.8			
Sforzo massimo nelle diagonali	Nmax	kN	106.5			
Diametro diagonale	$\phi$	mm	10.0			
Area diagonale	A	mmq	79			
Momento d'inerzia diagonale	Ix	mm4	491			
raggio d'inerzia diagonale	isup	m	0.0025			
Lunghezza libera d'infllessione	L0	m	0.22			
coefficiente beta	$\beta$		0.90			
snellezza	$\lambda$		79.3			
Carico critico elastico dell'armatura	Ncr	N	25887			
snellezza adimensionale	$\lambda_{\_}$		1.17			
fattore di imperfezione alpha	$\alpha$		0.49			
coefficiente $\Phi$	$\Phi$		1.42			
coefficiente $\chi$	$\chi$		0.45			
Resistenza all'instabilità dell'armatura compressa	Nb,Rd	kN	304			
coefficiente di utilizzo	c.u		0.35		< 1.0	

Come è possibile evincere tutte le verifiche di resistenza ed instabilità delle aste dei tralci sono soddisfatte.

### 6.5.1.3 Verifica della predalle tralicciate in corrispondenza degli sbalzi

Il calcolo viene svolto in due fasi, la prima corrisponde al getto della prima parte dello sbalzo, la seconda al getto di completamento. A favore di sicurezza, ai fini dell'autoportanza si trascura il contributo offerto dalle armature integrative disposte all'interno delle predalle, e si considerano le sole armature dei tralici. La verifica è relativa allo sbalzo di luce maggiore:

DATI GEOMETRICI SOLETTA IN C.A.	Var	unità				
Altezza complessiva soletta alla estremità inc. sbalzo	hss1	mm	360			
Altezza complessiva soletta alla estremità libera sbalzo	hss2	mm	310			
Luce dello sbalzo rispetto all'asse della trave	ls	mm	2750			
Inclinazione del getto in opera - intradosso	incl		0.021			
Larghezza asola sulla piattabanda superiore	Lasol	mm	600			
Distanza tra asse trave e asse appoggio predalla	Dap	mm	350			
Estensione del getto di prima fase dall'asse della trave	Lg1	mm	1000			
DATI GEOMETRICI PREDALLE	Var	unità				
n. tralici per dalla	nt		6			
altezza traliccio all'incastro	ht	mm	205			
<b>Sezione corrente</b>	n	φ	A	At	di	I
		mm	mmq	mmq	mm	mm4
Armatura superiore tralici	1	16	201	1206	227	19302
Armatura inferiore tralici	2	12	226	1357	36	12215
Armatura di rinforzo nella dalla	0	0		0	30	0
Altezza complessiva predalla alla estremità libera		mm	70			
Altezza complessiva predalla alla estremità inc. sbalzo		mm	70			
larghezza lastra		mm	2400			
coefficiente di omogeneizzazione			10			
Area lastra		mm2	16800			
Caratteristiche geometrico-inerziali	Var	unità				
Area totale	At	mm2	19364			
Momento statico rispetto al lembo inferiore	Mstat	mm3	910704			
Y baricentro rispetto al lembo inferiore	Yg	mm	47			
Momento d'inerzia dalla tralicciata	It	mm4	48561353			
<b>Sezione asolata d'estremità</b>	n	φ	A	At	di	I
		mm	mmq	mmq	mm	mm4
Armatura superiore tralici	1	16	201	1206	227	19302
Armatura inferiore tralici	2	12	226	1357	36	12215
Caratteristiche geometrico-inerziali	Var	unità				
Area totale	At	mm2	2564			
Momento statico rispetto al lembo inferiore	Mstat	mm3	322704			
Y baricentro rispetto al lembo inferiore	Yg	mm	126			
Momento d'inerzia	It	mm4	23330739			

**CALCOLI STATICI**

**FASE 1 - POSA IN OPERA DALLE, GETTO DI PRIMA FASE**

ANALISI DEI CARICHI		B	H	$\gamma$	p	p
		m	m	kN/mc	kN/mq	kN/ml
peso proprio dalla (costante)	g1a	2.40	0.07	25.0		4.20
peso proprio predalla (variabile)	g1b	2.40	0.00	25.0		0.00
peso proprio getto di completamento (costante)	g1c	2.40	0.24	25.0		14.40
peso proprio getto di completamento (variabile)	g1d	2.40	0.05	25.0		3.00
peso mezzi d'opera	p3	2.40			0.75	1.80
		B (m)	H (m)	L (m)	p (kN/ml)	P (kN)
peso della veletta	P4	2.40			1.40	3.36

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE	Var	unità	
Momento massimo all'incastro - permanenti	Mmax-p	kNm	23.41
Momento massimo all'incastro - accidentali	Mmax-q	kNm	5.18
Taglio massimo - permanenti	Vmax-p	kN	23.78
Taglio massimo - accidentali	Vmax-q	kN	4.32
Coefficiente parziale per verifiche SLU - permanenti	$\gamma_g$		1.30
Coefficiente parziale per verifiche SLU - accidentali	$\gamma_q$		1.50
Verifiche SLU - Momento flettente all'incastro	Mmax	kNm	38.2
Verifiche SLU - Taglio massimo all'incastro	Vmax	kNm	37.4

VERIFICA DI STABILITA' CORRENTI	Var	unità	
altezza del traliccio all'incastro	ht	m	0.187
Momento flettente	Mmax	kNm	38.21
angolo alpha nel piano longitudinale del traliccio	alp	deg	61.9
angolo beta nel piano trasversale del traliccio	bet	deg	9.1
Sforzo massimo nei correnti del traliccio	Nmax	kN	204.3

**Verifica dei correnti compressi in corrispondenza asoli**

Var	unità	cor traliccio	
Sforzo normale nei correnti inferiori	Nmax_i	kN	204
n. correnti	nc		12
Diametro corrente compresso	$\phi$	mm	12
Area corrente compresso	A	mmq	113
Momento d'inerzia corrente compresso	I	mm4	1018
raggio d'inerzia corrente	isup	m	0.0030
Lunghezza libera d'inflessione	L0	m	0.20
coefficiente beta	$\beta$		1.00
snellezza	$\lambda$		67
Carico critico elastico dell'armatura	Ncr	N	52742
snellezza adimensionale	$\lambda_0$		0.98
fattore di imperfezione alpha	$\alpha$		0.49
coefficiente $\Phi$	$\Phi$		1.17
coefficiente $\chi$	$\chi$		0.55
Resistenza all'instabilità dell'armatura compressa	Nb,Rd	kN	292
coefficiente di utilizzo	c.u		0.70 < 1.0

**Verifica dei correnti compressi (sezione corrente)**

Var	unità	inferiori	
A correnti	A	mmq	1357
Resistenza a compressione dell'armatura compressa	Nc,Rd	kN	531
coefficiente di utilizzo	c.u		0.38 < 1.0

**Verifica dei correnti tesi**

Var	unità	superiori	
A correnti	A	mmq	1206
Resistenza a trazione dell'armatura tesa	Nt,Rd	kN	472
coefficiente di utilizzo	c.u		0.43 < 1.0

**VERIFICA DIAGONALI**

altezza del traliccio	ht	m	0.191	
n. diagonali	nd		12	
Taglio massimo	Vmax	kN	37.39	
angolo alpha nel piano longitudinale del traliccio	alp	deg	61.9	
angolo beta nel piano trasversale del traliccio	bet	deg	9.1	
Sforzo massimo nelle diagonali	Nmax	kN	42.9	
Diametro diagonale	$\phi$	mm	10	
Area diagonale	A	mm <sup>2</sup>	79	
Momento d'inerzia diagonale	I	mm <sup>4</sup>	491	
raggio d'inerzia diagonale	isup	m	0.0025	
Lunghezza libera d'inflessione	L0	m	0.22	
coefficiente beta	$\beta$		0.90	
snellezza	$\lambda$		79	
Carico critico elastico dell'armatura	Ncr	N	26102	
snellezza adimensionale	$\lambda_1$		1.16	
fattore di imperfezione alpha	$\alpha$		0.49	
coefficiente $\Phi$	$\Phi$		1.41	
coefficiente $\chi$	$\chi$		0.45	
Resistenza all'instabilità dell'armatura compressa	Nb,Rd	kN	167	
coefficiente di utilizzo	c.u		0.26	< 1.0

**FASE 1 - GETTO DI SECONDA FASE**

ANALISI DEI CARICHI		B	H	$\gamma$	p	p
		m	m	kN/mc	kN/mq	kN/ml
peso proprio dalla (costante)	p1a	2.40	0.07	25.0		4.20
peso proprio predalla (variabile)	p1b	2.40	0.0	25.0		0.00
peso proprio getto di completamento (costante)	p2a	2.40	0.24	25.0		14.40
peso proprio getto di completamento (variabile)	p2b	2.40	0.04	25.0		2.19
peso mezzi d'opera	p3	2.40			0.75	1.80
		B (m)	H (m)	L (m)	p (kN/ml)	P (kN)
peso della veletta	P4	2.40			1.40	3.36

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE	Var	unità	
Momento massimo all'estremità del getto di 2° fase - permanenti	Mmax-p	kNm	35.48
Momento massimo all'estremità del getto di 2° fase - accidentali	Mmax-q	kNm	2.76
Taglio massimo all'estremità del getto di 2° fase - permanenti	Vmax-p	kN	37.82
Taglio massimo all'estremità del getto di 2° fase - accidentali	Vmax-q	kN	3.15
Coefficiente parziale per verifiche SLU - permanenti	$\gamma_g$		1.30
Coefficiente parziale per verifiche SLU - accidentali	$\gamma_q$		1.50
Verifiche SLU - Momento massimo all'estremità del getto di 2° fase	Mmax1	kNm	50.26
Verifiche SLU - Taglio massimo all'estremità del getto di 2° fase	Vmax1	kN	53.90

VERIFICA DI STABILITA' CORRENTI ALL'ESTREMITA' DEL GETTO	Var	unità	
altezza del traliccio	ht	m	0.170
Momento flettente	Mmax	kNm	50.26
angolo alpha nel piano longitudinale del traliccio	alp	deg	59.6
angolo beta nel piano trasversale del traliccio	bet	deg	10.0
Sforzo massimo nei correnti del traliccio	Nmax	kN	295.3
<b>Verifica dei correnti tesi</b>	<b>Var</b>	<b>unità</b>	<b>superiori</b>
A correnti	A	mmq	1206
Resistenza a trazione dell'armatura tesa	Nt,Rd	kN	472
coefficiente di utilizzo	c.u		<b>0.63</b> < 1.0

VERIFICA DIAGONALI	Var	unità	
altezza del traliccio	ht	m	0.170
n. diagonali	nd		12
Taglio massimo	Vmax	kN	53.90
angolo alpha nel piano longitudinale del traliccio	alp	deg	59.6
angolo beta nel piano trasversale del traliccio	bet	deg	10.0
Sforzo massimo nelle diagonali	Nmax	kN	63.5
Diametro diagonale	$\phi$	mm	10
Area diagonale	A	mmq	79
Momento d'inerzia diagonale	I	mm4	491
raggio d'inerzia diagonale	isup	m	0.0025
Lunghezza libera d'inflessione	L0	m	0.20
coefficiente beta	$\beta$		0.90
snellezza	$\lambda$		72.2
Carico critico elastico dell'armatura	Ncr	N	31270
snellezza adimensionale	$\lambda_{-}$		1.06
fattore di imperfezione alpha	$\alpha$		0.49
coefficiente $\Phi$	$\Phi$		1.28
coefficiente $\chi$	$\chi$		0.50
Resistenza all'instabilità dell'armatura compressa	Nb,Rd	kN	186
coefficiente di utilizzo	c.u		<b>0.34</b> < 1.0

Come è possibile evincere tutte le verifiche di resistenza ed instabilità delle aste dei tralci sono soddisfatte.

### 6.5.2 Verifiche della soletta in esercizio (2° fase)

Le sollecitazioni agenti sulla soletta in esercizio sono state determinate attraverso un calcolo agli elementi finiti (SAP2000P), in cui la soletta è schematizzata con elementi SHELL.

L'altezza degli elementi shell è assunta pari all'altezza minima della soletta e risulta 31 cm.

Per tenere conto della altezza effettivamente collaborante in direzione longitudinale, pari a 24 cm, sono state opportunamente ridotte le rigidità flessionali e taglianti in questa direzione secondo i seguenti rapporti:

$$\text{fac\_r\_llong} = t_i^3 / t_t^3 = 0.24^3 / 0.31^3 = 0.464$$

$$\text{fac\_r\_Along} = t_i / t_t = 0.24 / 0.31 = 0.77$$

La soletta è semplicemente appoggiata in corrispondenza delle travi principali. Nel modello sono stati implementati i traversi di spalla. Il collegamento tra soletta e traverso è stato schematizzato attraverso link rigidi

La figura seguente illustra il modello utilizzato per il calcolo della soletta:

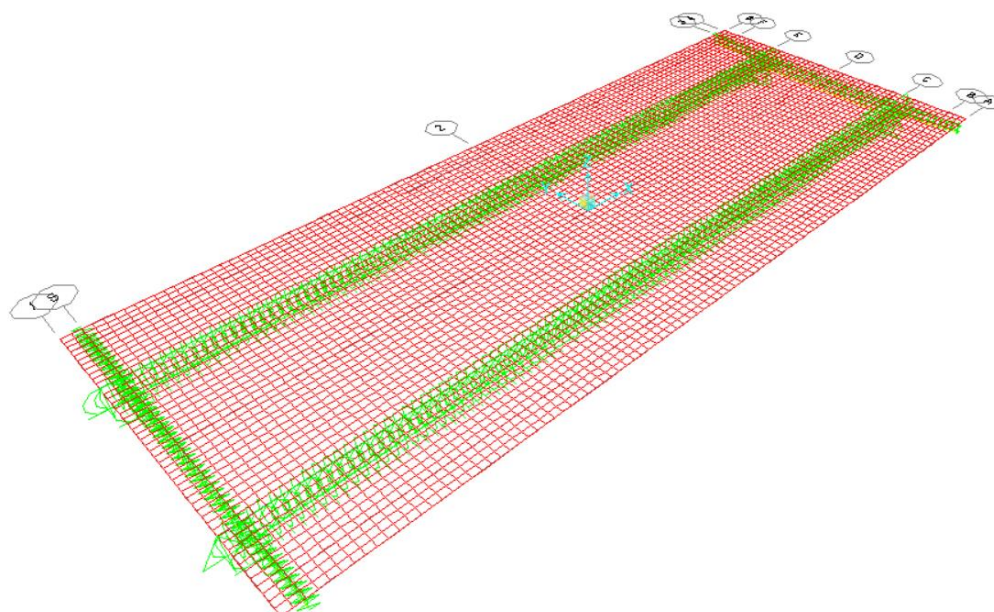


Figura 6.10 Modello di calcolo soletta con due travi principali – vista estrusa del modello agli elementi finiti

#### 6.5.2.1 Analisi dei carichi agenti sulla soletta

I carichi di progetto considerati sono i seguenti:

- peso proprio della soletta in campata..... 25.0 × 0.400 = 10.0 kNm<sup>-2</sup>
- peso proprio della soletta allo sbalzo ..... 25.0 × 0.319 = 8.0 kNm<sup>-2</sup>
- peso della pavimentazione stradale ..... = 3.00 kNm<sup>-2</sup>
- peso di ciascuna barriera di sicurezza ..... = 1.50 kNm<sup>-1</sup>
- peso di ciascuna rete di protezione..... = 0.50 kNm<sup>-1</sup>

- peso tubazioni smaltimento acque di piattaforma .....= 1.50 kNm<sup>-1</sup>
- peso di ciascuna veletta di bordo .....= 1.40 kNm<sup>-1</sup>

I carichi mobili  $Q_{1k}$  e  $q_{1k}$  (schema di carico 1 di cui al paragrafo 5.1.3.3.5 delle NTC2018) sono disposti come da schemi successivi in modo da massimizzare le sollecitazioni.

Le sollecitazioni sono state determinate per le seguenti disposizioni longitudinali dei carichi tandem:

- carichi disposti nella generica sezione corrente dell'impalcato;
- carichi disposti in prossimità della testata dell'impalcato.

Per ognuna di tali disposizioni i carichi sono stati disposti trasversalmente sull'impalcato nelle configurazioni di carico illustrate nelle figure seguenti:

Configurazione di carico A

- Condizione Q1CA: Carichi concentrati
- Condizione Q1DA: Carichi distribuiti

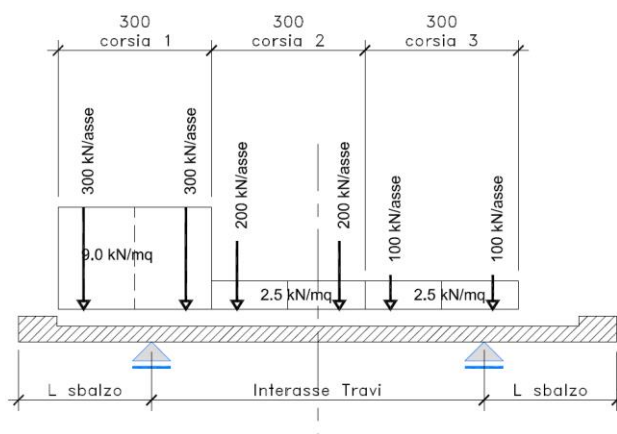


Figura 6.11. Disposizione trasversale dei carichi mobili – Configurazione A

Configurazione di carico B

- Condizione Q1CB: Carichi concentrati
- Condizione Q1DB: Carichi distribuiti

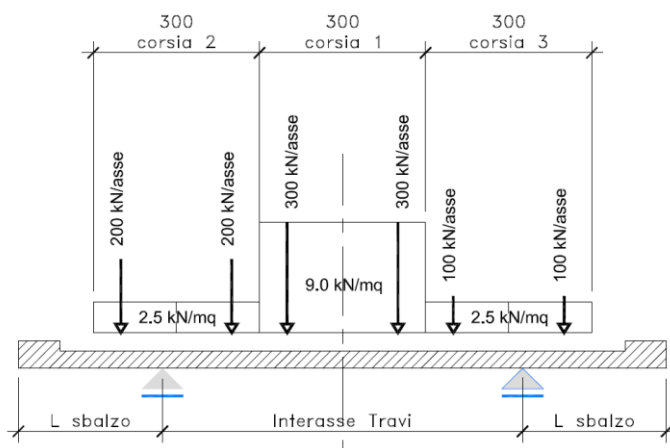


Figura 6.12. Disposizione trasversale dei carichi mobili – Configurazione B

Configurazione di carico C

- Condizione Q1CC: Carichi concentrati
- Condizione Q1DC: Carichi distribuiti

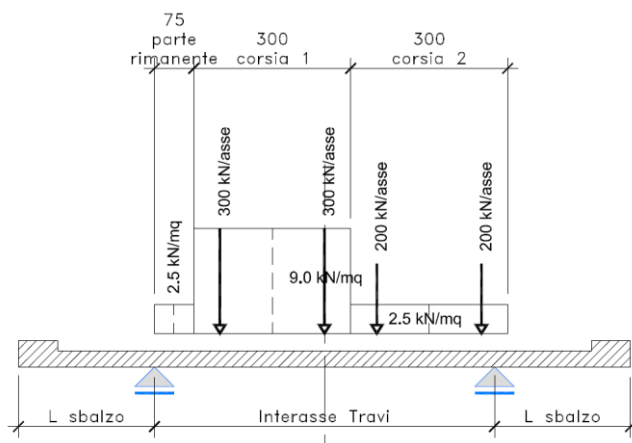
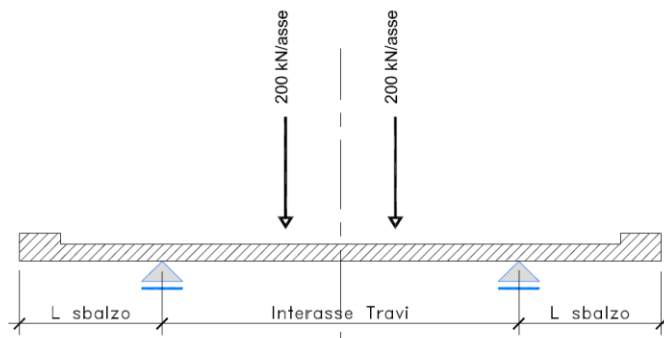


Figura 6.13. Disposizione trasversale dei carichi mobili – Configurazione C



Configurazione di carico D

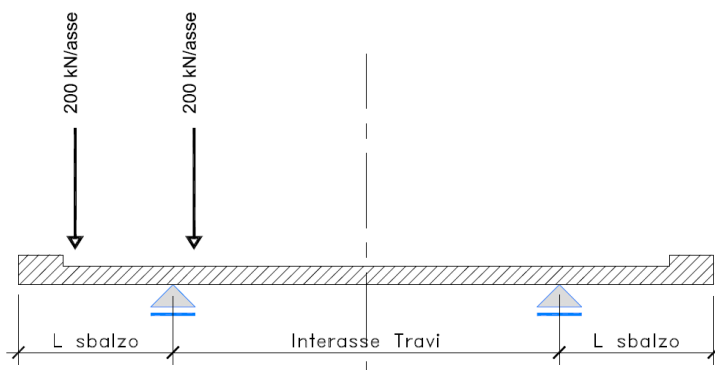
- Condizione Q2D: Carichi concentrati



*Figura 6.14. Disposizione trasversale dei carichi mobili – Configurazione D*

Configurazione di carico E

- Condizione Q2E: Carichi concentrati



*Figura 6.15. Disposizione trasversale dei carichi mobili – Configurazione E*

In accordo a quanto prescritto al paragrafo 5.1.3.4 delle NTC 2018 i carichi mobili applicati in corrispondenza della testata sono stati amplificati attraverso un coefficiente dinamico addizionale per tener conto delle discontinuità strutturali rappresentate dai giunti di dilatazione. Detto coefficiente è pari a 1.3 secondo quanto indicato al 4.3.3 degli Eurocodici (EC1 – Parte 2).

In entrambi i casi è stata considerata una condizione di carico eccezionale nella quale alle forze orizzontali d'urto esercitate dal veicolo in svio, esplicitate al par. 5.2.11, agenti alla quota di 1 m sopra il piano stradale (LOAD Q8), è associato un carico verticale isolato costituito dallo Schema di Carico 2, posizionato in adiacenza al sicurvia come prescritto ai paragrafi 5.1.3.10 e 3.6.3.3.2 delle NTC 2018.

### 6.5.2.2 Combinazioni di carico

Sono state considerate le seguenti combinazioni di carico:

**Inviluppo delle condizioni di carico relative alle Azioni variabili da traffico:**

ENVEMOB1

che fornisce l'involuppo di tutte le condizioni di carico relative ai carichi mobili precedentemente definite, prese con coefficienti parziali unitari;

ENVEMOB2

che fornisce l'involuppo di tutte le condizioni di carico relative ai carichi mobili precedentemente definite, prese con coefficienti parziali pari a 0.75 per i carichi concentrati e a 0.40 per i carichi distribuiti.

#### **Combinazioni per verifiche SLU:**

- $SLU1 = 1.35 \times G1 + 1.35 \times G2 + 1.35 \times ENVEMOB1$ ;
- $SLU2 = 1.0 \times G1 + 1.0 \times G2 + 1.0 \times Q2E + 1.0 \times Q8$ ;

L'involuppo delle suddette combinazioni è determinato con la combinazione:

- ENVESLU;

#### **Combinazioni per verifiche SLE-RARA:**

$ENVSLER = 1.0 \times G1 + 1.0 \times G2 + 1.0 \times ENVEMOB1$

#### **Combinazioni per verifiche SLE-FREQUENTE:**

$ENVSLEF = 1.0 \times G1 + 1.0 \times G2 + 1.0 \times ENVEMOB2$

#### **Combinazioni per verifiche SLE-QUASI PERMANENTE:**

$SLE-QP = 1.0 \times G1 + 1.0 \times G2$

### **6.5.2.3 Caratteristiche della sollecitazione per verifiche di resistenza e fessurazione**

Le figure seguenti illustrano le mappe delle caratteristiche della sollecitazioni per verifiche SLU ed SLE:

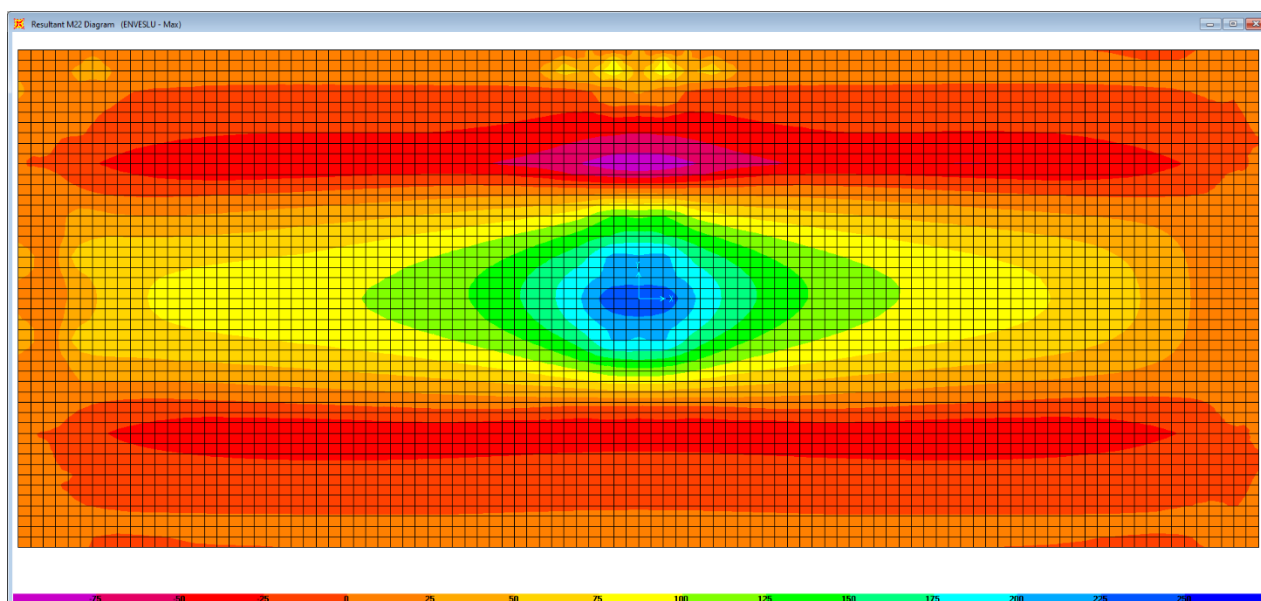


Figura 6.16. Combinazione ENVESLU – M22 max

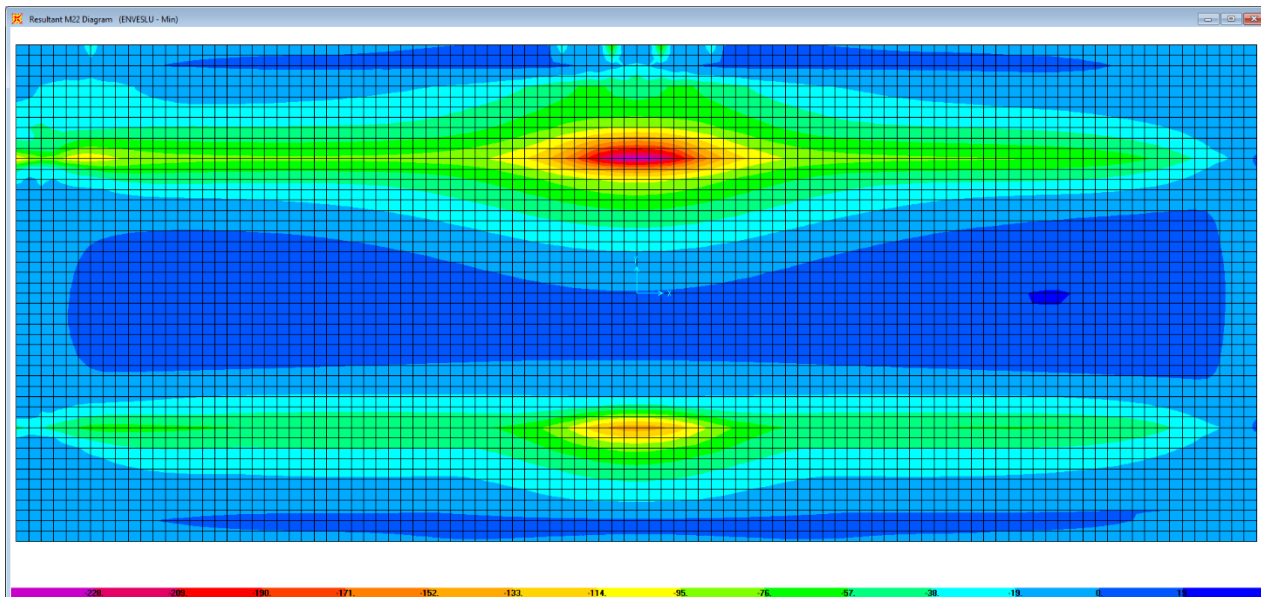


Figura 6.17. Combinazione ENVESLU – M22 min

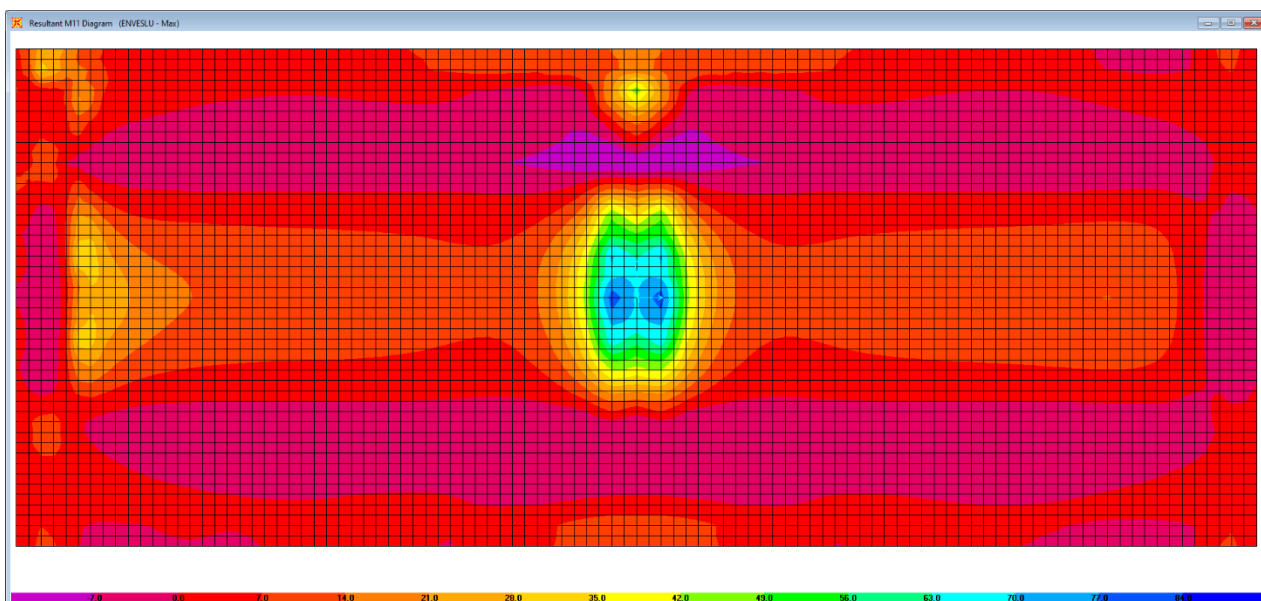


Figura 6.18. Combinazione ENVESLU – M11 max

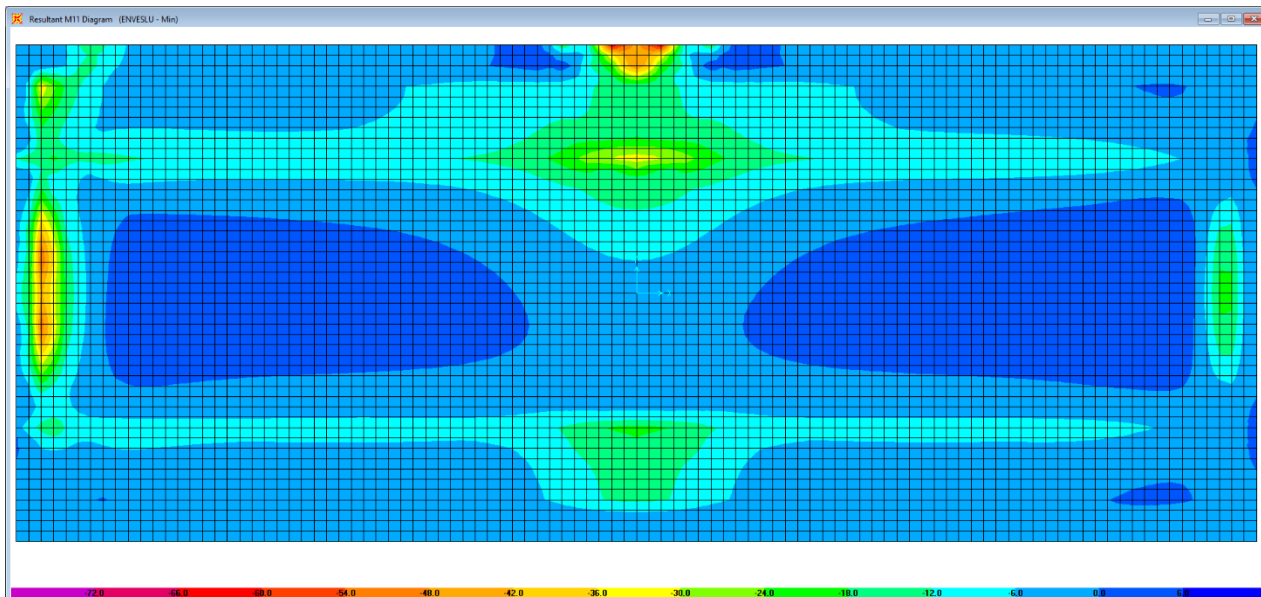


Figura 6.19. Combinazione ENVESLU – M11 min

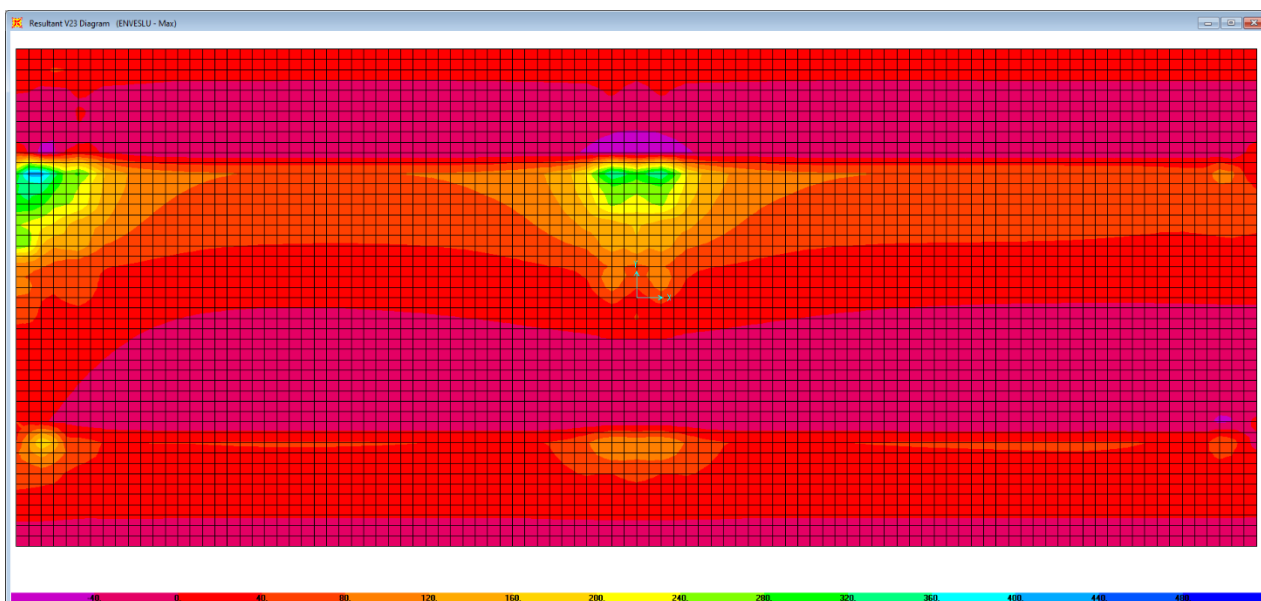


Figura 6.20. Combinazione ENVESLU – V23 max

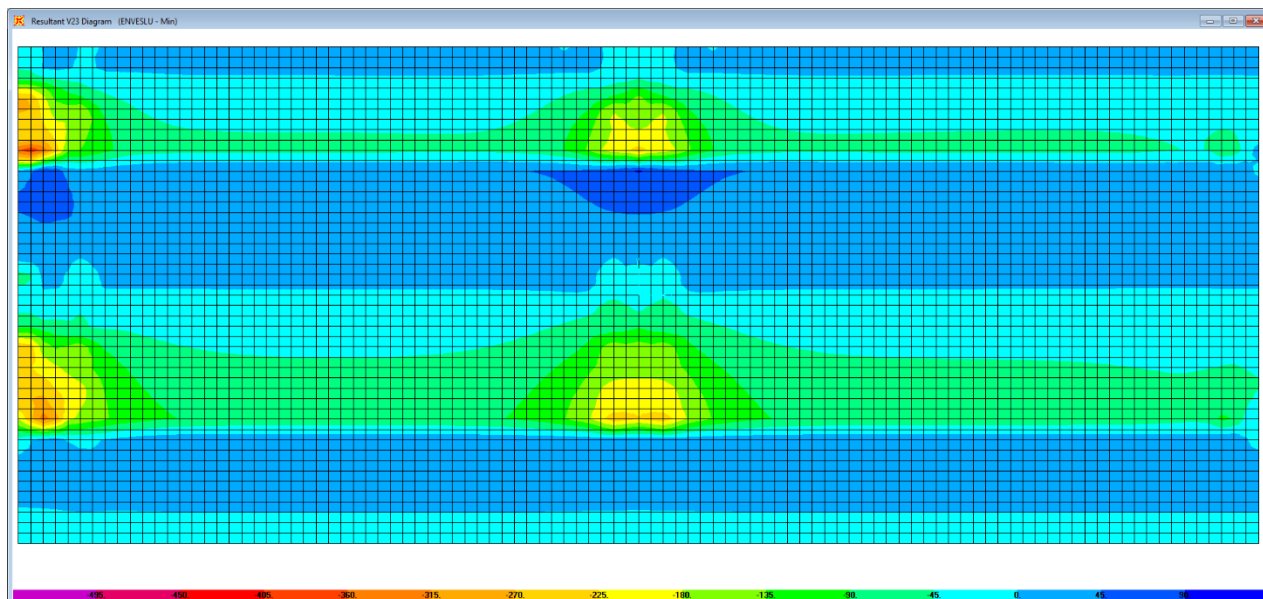


Figura 6.21. Combinazione ENVESLU – V23 min

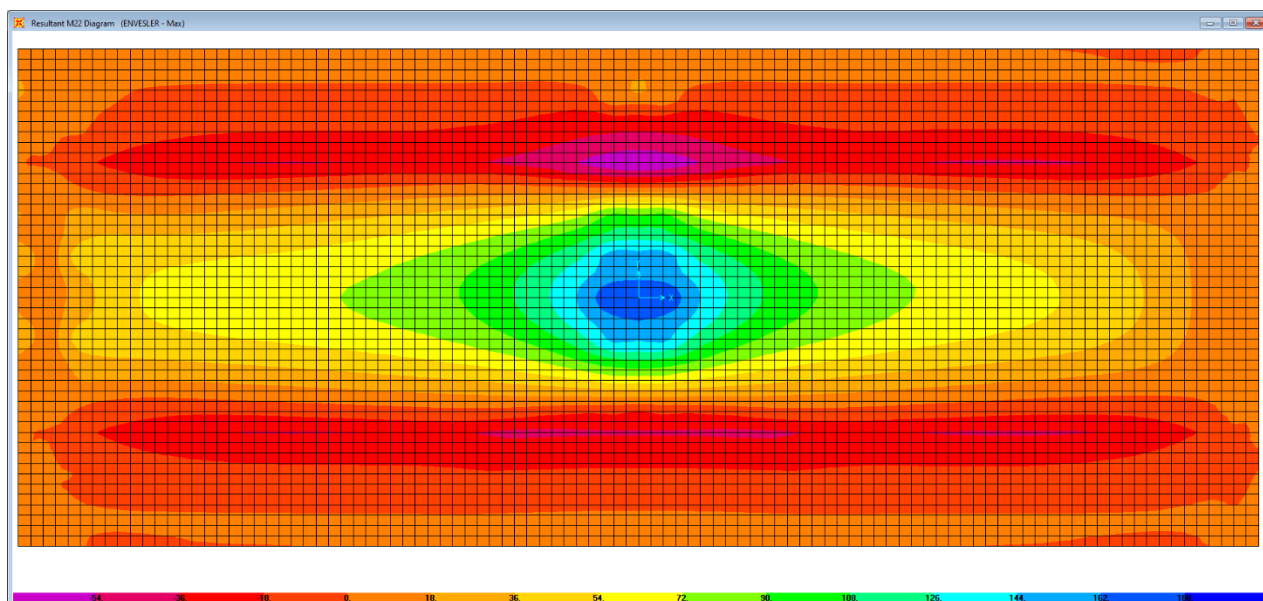


Figura 6.22. Combinazione ENVESLER – M22 max

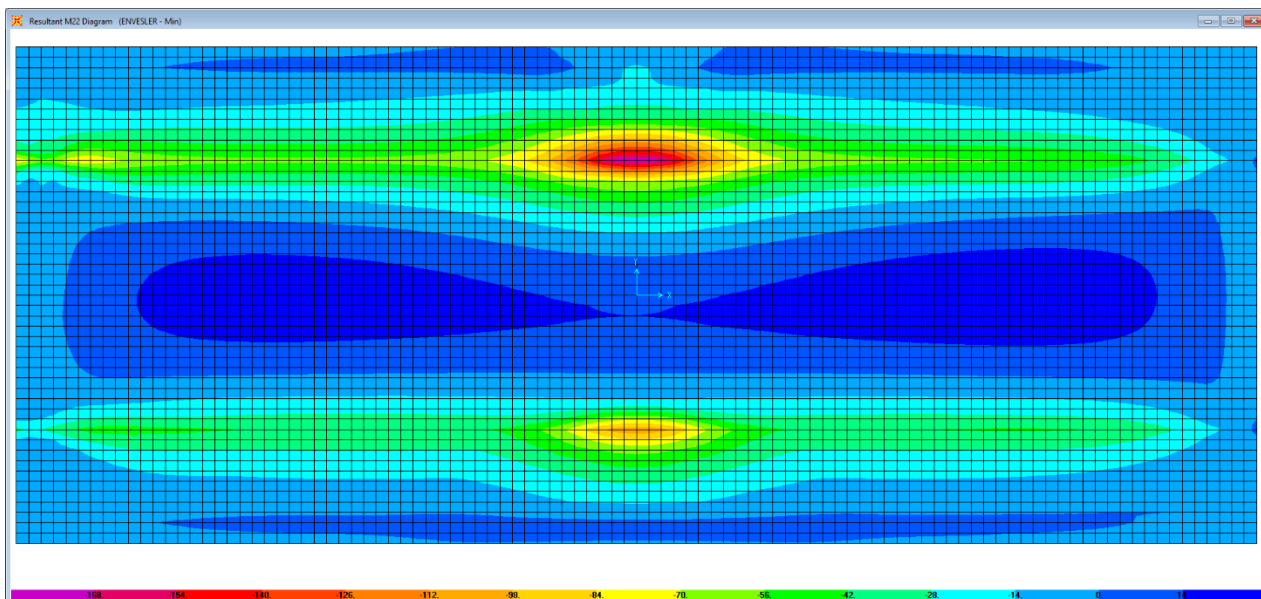


Figura 6.23. Combinazione ENVESLER – M22 min

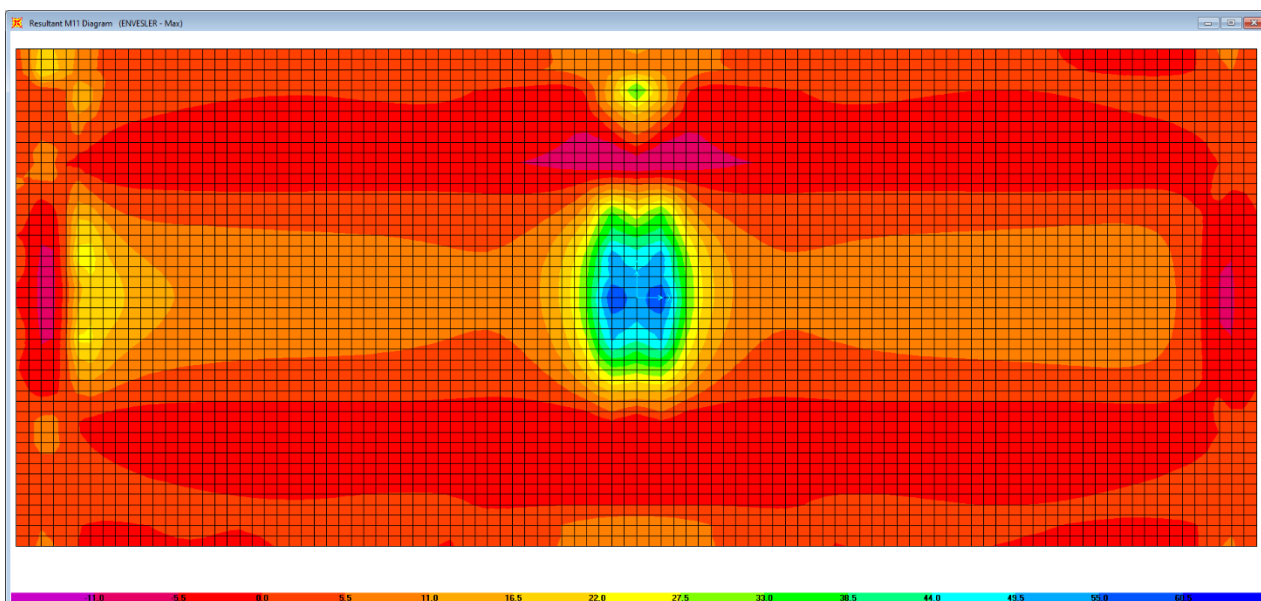


Figura 6.24. Combinazione ENVESLER – M11 max

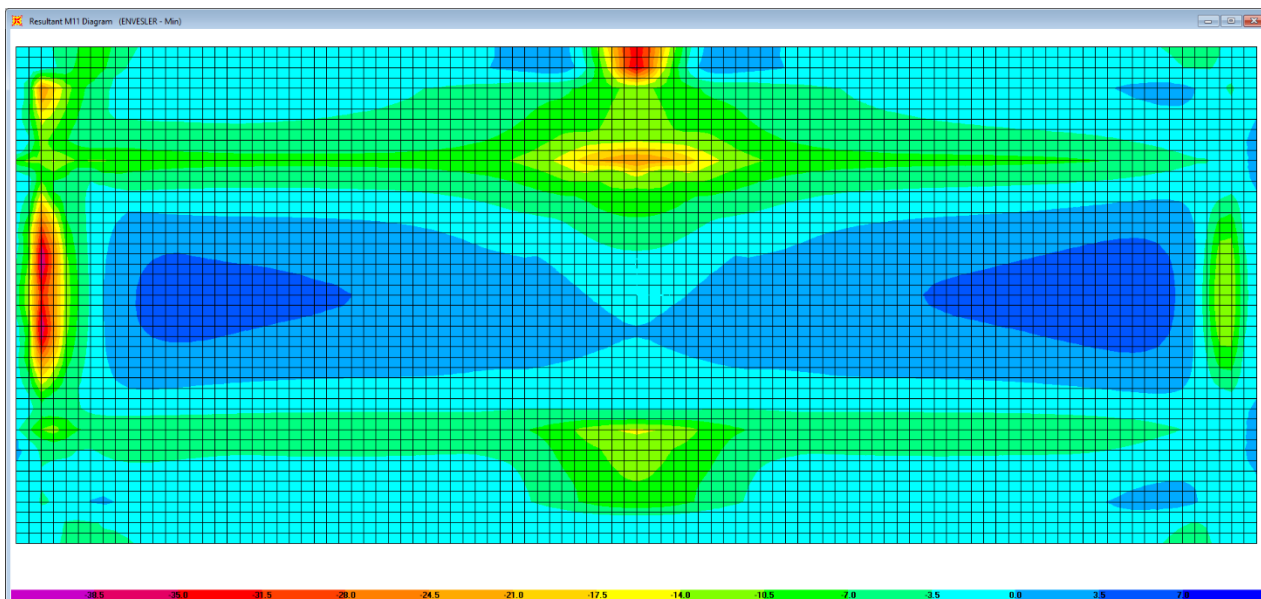


Figura 6.25. Combinazione ENVESLER – M11 min

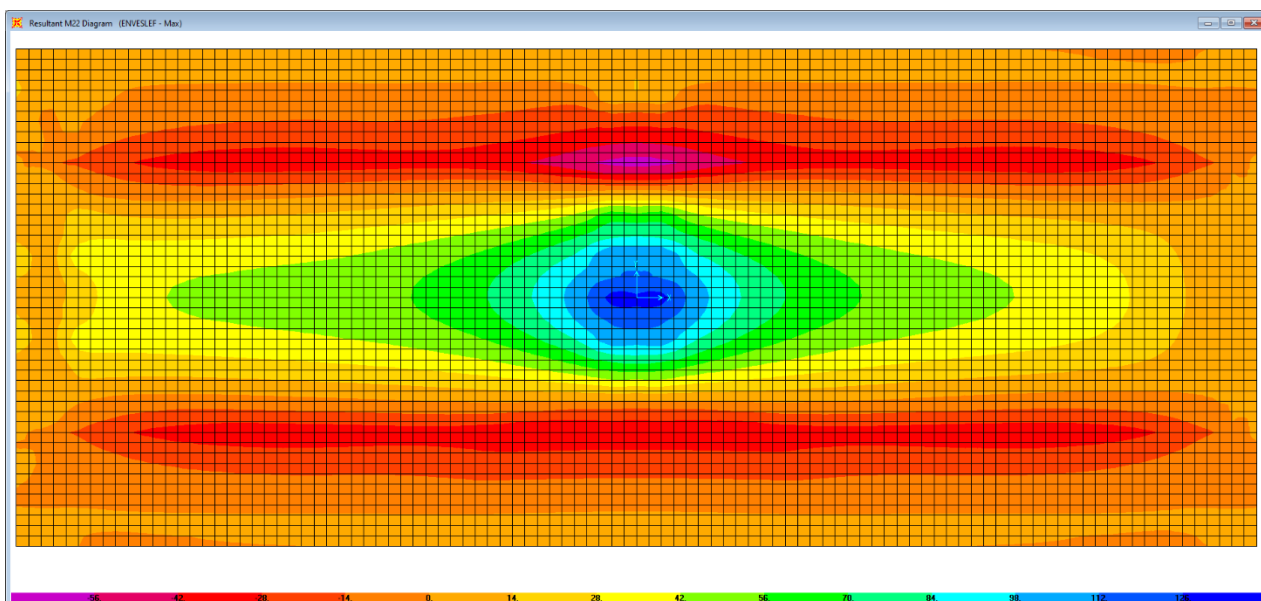


Figura 6.26. Combinazione ENVESLEF – M22 max

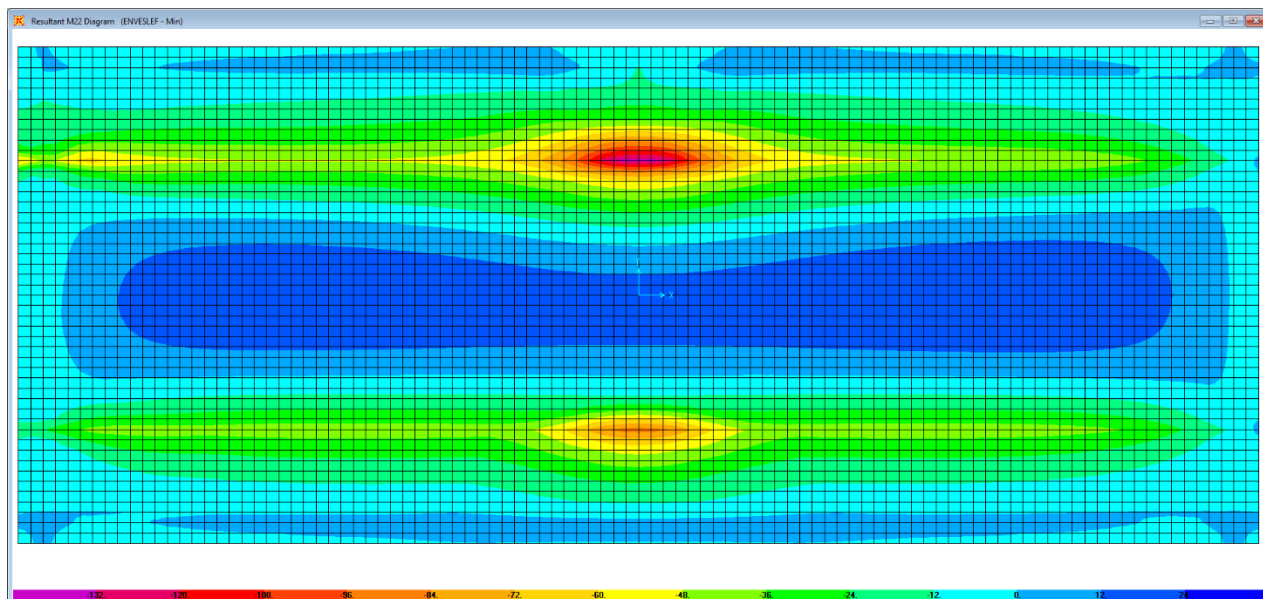


Figura 6.27. Combinazione ENVESLEF – M22 min

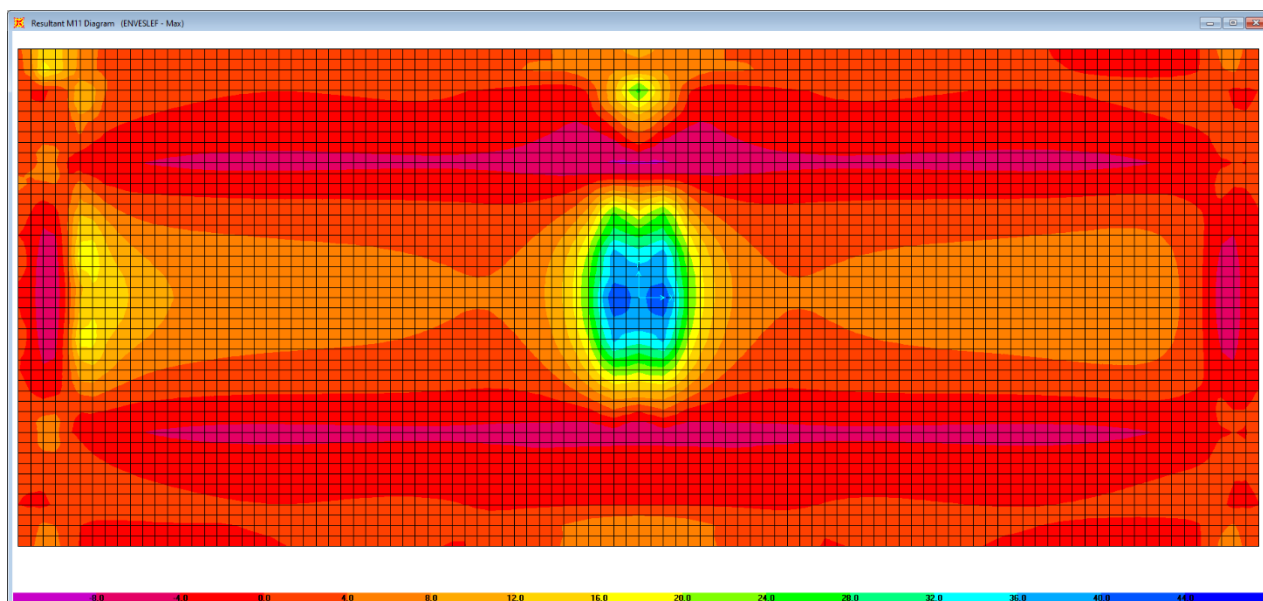


Figura 6.28. Combinazione ENVESLEF – M11 max



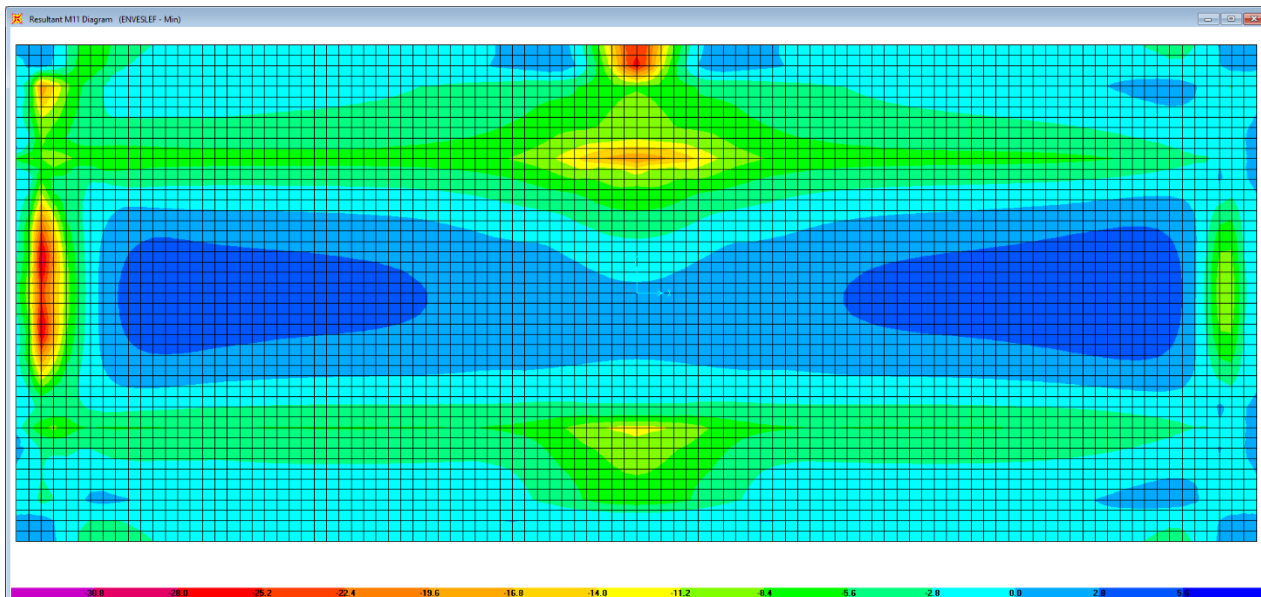


Figura 6.29. Combinazione ENVESLEF – M11 min

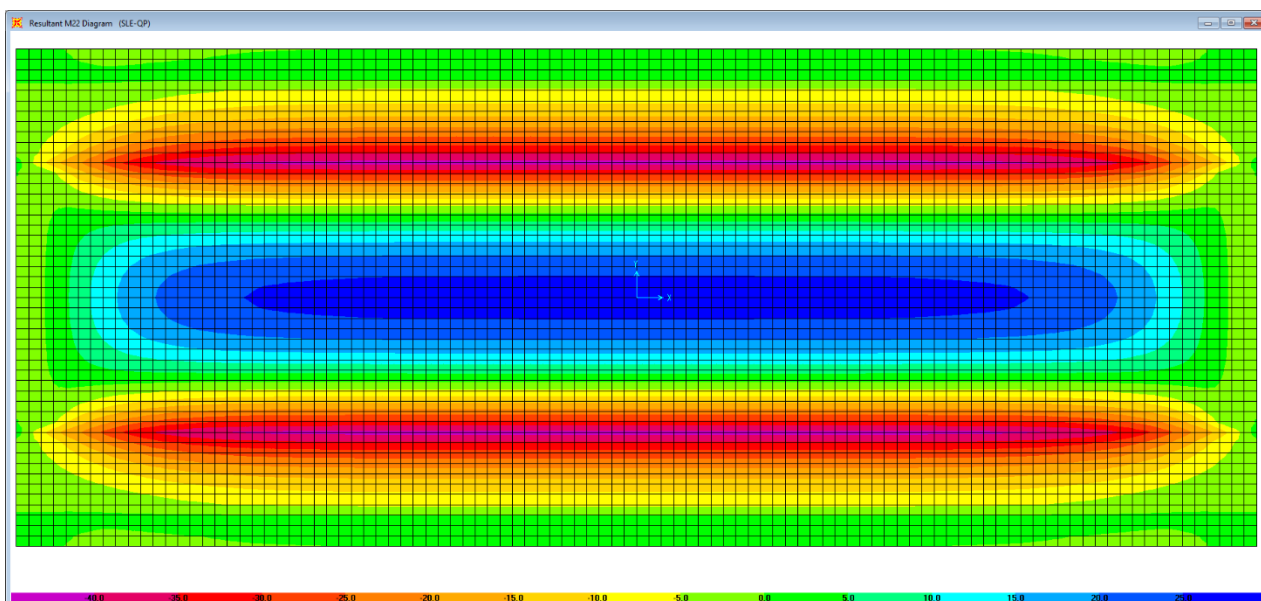


Figura 6.30. Combinazione SLE-QP – M22

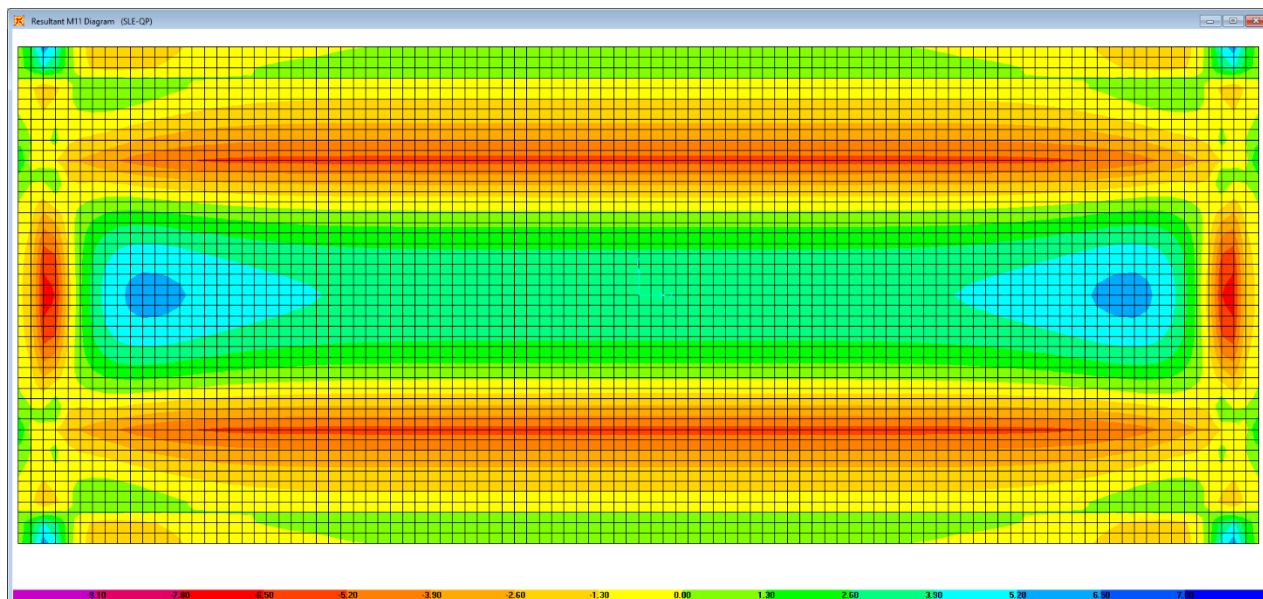


Figura 6.31. Combinazione SLE-QP – M11

Le tabelle seguenti riepilogano le caratteristiche della sollecitazione per verifiche SLU ed SLE:

**Caratteristiche della sollecitazione per sezione di larghezza unitaria**

	Sezione corrente					Sezione di testata				
	M22+	M22-	M11+	M11-	V23	M22+	M22-	M11+	M11-	V23
	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]
Verifiche SLU	242	-241	80	-34	360	75.0	-112	32	-53	418.3
Verifiche SLE-RARA	179	-179	59	-25		58.0	-83	24	-40	
Verifiche SLE-FR	130	-139	44	-19		41.8	-65	18	-30	
Verifiche SLE-QP	27	-41	4	-5		25	-41	6	-7	

**Caratteristiche della sollecitazione per sezione di larghezza predalla B (m) = 2.40**

	Sezione corrente					Sezione di testata				
	M22+	M22-	M11+	M11-	V23	M22+	M22-	M11+	M11-	V23
	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]
Verifiche SLU	580.6	-579.4			863.3	180.0	-268.8			1003.9
Verifiche SLE-RARA	429.6	-429.1				139.2	-198.2			
Verifiche SLE-FR	311.8	-332.6				100.3	-154.8			
Verifiche SLE-QP	63.6	-98.4				60.0	-98.4			

**6.5.2.4 Verifiche di resistenza e fessurazione**

Le verifiche a flessione semplice delle sezioni in c.a. sono state effettuate con il software RCSEC® prodotto da Geostru.

Le verifiche agli SLU ed SLE sono state effettuate trascurando il contributo offerto dai tralicci.

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA-356	<b>Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu</b>	

Si prevede si impiegare uno schema di armatura trasversale costante lungo tutto il ponte. Pertanto, le verifiche in direzione trasversale fanno riferimento alle zone correnti maggiormente sollecitate. In direzione longitudinale le verifiche locali sono state condotte considerando l'armatura minima prevista.

### Sezione corrente e di testata – Campata – Verifiche in direzione trasversale (M22+)

Si considera una sezione di larghezza pari a quella delle predalle (B = 2.40 m).

L'altezza della sezione è pari a 31 cm.

L'armatura in zona tesa è costituita da 23 $\phi$ 20 (nella predalla).

L'armatura in zona compressa è costituita da  $\phi$ 20/20.

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C35/45	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-120.0	0.0
2	-120.0	31.0
3	120.0	31.0
4	120.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	Diam $\phi$ [mm]
1	-110.0	4.5	20
2	110.0	4.5	20
3	-110.0	23.6	20
4	110.0	23.6	20

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre			
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione			
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione			
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione			
$\emptyset$	Diametro in mm delle barre della generazione			

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	$\emptyset$
1	1	2	21	20
2	3	4	10	20

#### ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	580.60	0.00	0.00	0.00

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

CA-356

Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	429.60	0.00

**COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	311.80 (165.64)	0.00 (0.00)

**COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	63.60 (165.64)	0.00 (0.00)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.5 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 8.0 cm

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sn Sforzo normale allo snervamento [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
Mx Sn Momento di snervamento [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Sn Momento di snervamento [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N Ult Sforzo normale ultimo [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
Mx Ult Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Ult Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N Ult,Mx Ult,My Ult) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
As Tesa Area armature [cm<sup>2</sup>] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N Sn	Mx Sn	My Sn	N Ult	Mx Ult	My Ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	630.99	0.00	0.00	663.04	0.00	1.142	72.3(12.0)

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

CA-356

Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu

1 0.00350 -0.00281 -120.0 31.0 -0.00002 -110.0 23.6 -0.00909 -110.0 4.5

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000475009	-0.011225279	0.278	0.788

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	12.69	-120.0	31.0	-266.0	100.0	4.5	2400	72.3	10.0	1.00

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	9.21	-120.0	31.0	-193.0	100.0	4.5	2400	72.3	10.0	1.00

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]**

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1 0.00	S	-6.0	0	0.125	20	35	0.718	0.00066 (0.00037)	123	0.138 (0.30)	165.64	

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	1.88	-120.0	31.0	-39.4	100.0	4.5	2400	72.3	10.0	0.50

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]**

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1 0.00	S	-1.2	0	0.125	20	35	-2.391	0.00007 (0.00007)	123	0.016 (0.20)	165.64	

### Sezione corrente e di testata – Sbalzo – Verifiche in direzione trasversale (M22-)

Si considera una sezione di larghezza pari a quella delle predalle (B = 2.40 m).

L'altezza della sezione di verifica è pari a 31 cm.

L'armatura in zona tesa è costituita da  $\phi 20/20 + \phi 24/20$

L'armatura in zona compressa è costituita da 11 $\phi 20$  (nella predalla).

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C35/45	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-120.0	0.0
2	-120.0	31.0
3	120.0	31.0
4	120.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-110.0	4.5	20
2	110.0	4.5	20
3	-115.0	23.4	20
4	105.0	23.4	20
5	-105.0	23.4	24
6	115.0	23.4	24

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre			
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione			
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione			
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione			
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione			

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	9	20
2	3	4	10	20
3	5	6	10	24

#### ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	-579.40	0.00	0.00	0.00

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
---	---

CA-356

Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu

Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-429.10	0.00

**COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-332.60 (-166.02)	0.00 (0.00)

**COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-98.40 (-166.02)	0.00 (0.00)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	3.5	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.8	cm

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn	Sforzo normale allo snervamento [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Sn	Momento di snervamento [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn	Momento di snervamento [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Ult	Sforzo normale ultimo [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Ult	Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Ult	Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N Ult,Mx Ult,My Ult) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N Sn	Mx Sn	My Sn	N Ult	Mx Ult	My Ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	-694.65	2.50	0.00	-725.61	1.88	1.252	92.0(12.7)

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00312	120.0	0.0	0.00127	110.0	4.5	-0.00818	-115.0	23.4

CA-356

Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000549	-0.000493792	0.003434100	0.300	0.814

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless. (travi)  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	13.76	120.0	0.0	-239.3	-115.0	23.4	2400	92.0	10.0	1.00

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]  
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]  
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure  
D barre Distanza tre le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure  
Beta12 Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre  $Beta1 \cdot Beta2$

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	10.66	120.0	0.0	-185.5	-115.0	23.4	2400	92.0	10.0	1.00

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]**

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1 0.00	S	-6.7	0	0.125	22	40	0.751	0.00066 (0.00035)	129	0.145 (0.30)	-166.02	

Ver. Esito della verifica  
S1 Massima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata  
S2 Minima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata  
k2 = 0.4 per barre ad aderenza migliorata  
k3 = 0.125 per flessione e presso-flessione;  $= (e1 + e2) / (2 \cdot e1)$  per trazione eccentrica  
Ø Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff  
Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
Psi  $= 1 - Beta12 \cdot (Ssr/Ss)^2 = 1 - Beta12 \cdot (fctm/S2)^2 = 1 - Beta12 \cdot (Mfess/M)^2$  [B.6.6 DM96]  
e sm Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite =  $0.4 \cdot Ss/Es$  è tra parentesi  
srm Distanza media tra le fessure [mm]  
wk Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure =  $1.7 \cdot e \cdot sm \cdot srm$ . Valore limite tra parentesi  
MX fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
MY fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	3.16	120.0	0.0	-54.9	-115.0	23.4	2400	92.0	10.0	0.50

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]**

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1 0.00	S	-2.0	0	0.125	22	40	-0.423	0.00010 (0.00010)	129	0.023 (0.20)	-166.02	

**Sezione corrente – Verifiche in direzione longitudinale (M11+)**



Si considera una sezione di larghezza unitaria.

L'altezza della sezione di verifica è pari a 28 cm, ovvero ci si riferisce al giunto tra due predelle successive in cui ha senso investigare i fenomeni di fessurazione in direzione longitudinale.

L'armatura in zona tesa e compressa è costituita da  $\phi 20/20$ .

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C35/45	
N° vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	28.0
3	50.0	28.0
4	50.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-40.0	6.0	20
2	40.0	6.0	20
3	-40.0	22.6	20
4	40.0	22.6	20

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre			
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione			
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione			
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione			
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione			

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	3	20
2	3	4	3	20

#### ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	80.00	0.00	0.00	0.00

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	59.00	0.00

CA-356

Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu

**COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	44.00 (51.39)	0.00 (0.00)

**COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	4.00 (51.39)	0.00 (0.00)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.4	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	14.6	cm

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata		
N Sn	Sforzo normale allo snervamento [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)		
Mx Sn	Momento di snervamento [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia		
My Sn	Momento di snervamento [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia		
N Ult	Sforzo normale ultimo [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)		
Mx Ult	Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia		
My Ult	Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia		
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N Ult,Mx Ult,My Ult) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000		
As Tesa	Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa		

N°Comb	Ver	N Sn	Mx Sn	My Sn	N Ult	Mx Ult	My Ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	117.79	0.00	0.00	128.15	0.00	1.602	15.7(4.6)

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione		
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace		
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)		
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)		
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)		
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)		
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)		
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)		
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)		
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)		

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00529	-50.0	28.0	-0.00046	-40.0	22.6	-0.01262	-40.0	6.0

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.		
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)		
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue		

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
--------	---	---	---	-----	--------

CA-356

Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu

1 0.000000000 0.000732617 -0.017013270 0.217 0.711

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]  
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]  
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure  
D barre Distanza tra le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure  
Beta12 Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre Beta1\*Beta2

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	6.93	-50.0	28.0	-197.3	20.0	6.0	1000	15.7	16.6	1.00

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	5.17	-50.0	28.0	-147.2	20.0	6.0	1000	15.7	16.6	1.00

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]**

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm  
Esito della verifica  
S1 Massima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata  
S2 Minima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata  
k2 = 0.4 per barre ad aderenza migliorata  
k3 = 0.125 per flessione e presso-flessione;  $= (e1 + e2) / (2 * e1)$  per trazione eccentrica  
Ø Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff  
Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
Psi =  $1 - \text{Beta}12 * (Ssr/Ss)^2 = 1 - \text{Beta}12 * (fctm/S2)^2 = 1 - \text{Beta}12 * (Mfess/M)^2$  [B.6.6 DM96]  
e sm Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite =  $0.4 * Ss/Es$  è tra parentesi  
srm Distanza media tra le fessure [mm]  
wk Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure =  $1.7 * e * sm * srm$ . Valore limite tra parentesi  
MX fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
MY fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1 0.00	S	-2.9	0	0.125	20	50	-0.364	0.00028 (0.00028)	197	0.094 (0.30)	51.39	

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	0.47	-50.0	28.0	-13.4	20.0	6.0	1000	15.7	16.6	0.50

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]**

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1 0.00	S	-0.3	0	0.125	20	50	-81.534	0.00003 (0.00003)	197	0.009 (0.20)	51.39	

**Sezione di testata – Verifiche in direzione longitudinale (M11-)**

Si considera una sezione di larghezza unitaria.

L'altezza della sezione di verifica è pari a 24 cm.

L'armatura in zona tesa è costituita da  $\phi 20/20$ .

L'armatura in zona compressa è costituita da  $\phi 20/20$ .

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C35/45	
N° vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	24.0
3	50.0	24.0
4	50.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-40.0	2.0	20
2	40.0	2.0	20
3	-40.0	18.6	20
4	40.0	18.6	20

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre			
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione			
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione			
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione			
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione			

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	3	20
2	3	4	3	20

#### ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	-53.00	0.00	0.00	0.00

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-40.00	0.00

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

CA-356

**Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu**

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-30.00 (-40.60)	0.00 (0.00)

**COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-7.00 (-40.60)	0.00 (0.00)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 1.0 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 14.6 cm

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sn Sforzo normale allo snervamento [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
Mx Sn Momento di snervamento [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Sn Momento di snervamento [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N Ult Sforzo normale ultimo [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
Mx Ult Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Ult Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N Ult,Mx Ult,My Ult) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
As Tesa Area armature [cm<sup>2</sup>] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N Sn	Mx Sn	My Sn	N Ult	Mx Ult	My Ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	-101.86	0.00	0.00	-105.85	0.00	1.997	15.7(3.9)

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.01112	-50.0	0.0	0.00066	-40.0	2.0	-0.02294	40.0	18.6

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.  
x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.001421760	0.003500000	0.132	0.700

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]  
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)

CA-356

Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu

Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]  
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure  
D barre Distanza tra le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure  
Beta12 Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre Beta1\*Beta2

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	5.14	50.0	0.0	-153.8	20.0	18.6	900	15.7	16.6	1.00

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	3.85	-50.0	0.0	-115.4	20.0	18.6	900	15.7	16.6	1.00

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]**

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm  
Esito della verifica  
S1 Massima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata  
S2 Minima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata  
k2 = 0.4 per barre ad aderenza migliorata  
k3 = 0.125 per flessione e presso-flessione;  $= (e1 + e2) / (2 * e1)$  per trazione eccentrica  
Ø Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff  
Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
Psi  $= 1 - \text{Beta}12 * (Ssr/Ss)^2 = 1 - \text{Beta}12 * (fctm/S2)^2 = 1 - \text{Beta}12 * (Mfess/M)^2$  [B.6.6 DM96]  
e sm Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite =  $0.4 * Ss / Es$  è tra parentesi  
srm Distanza media tra le fessure [mm]  
wk Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure =  $1.7 * e sm * srm$ . Valore limite tra parentesi  
MX fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
MY fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1 0.00	S	-2.5	0	0.125	20	44	-0.831	0.00022 (0.00022)	178	0.067 (0.30)	-40.60	

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	0.90	50.0	0.0	-26.9	20.0	18.6	900	15.7	16.6	0.50

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]**

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1 0.00	S	-0.6	0	0.125	20	44	-15.817	0.00005 (0.00005)	178	0.016 (0.20)	-40.60	

**Verifiche a taglio in direzione trasversale (V23)**

Si considera una sezione di larghezza pari a quella delle predalle B = 2.40 m.

L'armatura a taglio è costituita dalle diagonali dei tralicci  $\phi 10/10$ , posizionati sugli sbalzi a passo 40 cm.

La resistenza a taglio risulta pari a:

<b>Dati</b>	<b>Var</b>	<b>unità</b>	
Resistenza a compressione cubica caratteristica	Rck	Mpa	45
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	fck	Mpa	35
Coefficiente parziale $\gamma_c$	$\gamma_c$		1.50
Coefficiente parziale $\alpha_{cc}$	$\alpha_{cc}$		0.85
Resistenza a compressione di calcolo	fcd	Mpa	19.8
Tensione caratteristica di snervamento acciaio di armatura	fyk	Mpa	450
tensione di calcolo acciaio	fywd	Mpa	391.3
<b>Caratteristiche geometriche sezione</b>			
Altezza	H	m	0.31
Larghezza	B	m	2.40
Area calcestruzzo	Ac	m <sup>2</sup>	0.74
Larghezza anima	bw	m	2.40
copriferro	c	m	0.076
altezza utile della sezione	d	m	0.23
<b>Compressione agente nella sezione</b>			
Sforzo normale di calcolo	N <sub>Ed</sub>	kN	0.0
<b>Elementi con armature trasversali resistenti al taglio</b>			
<i>Verifica del conglomerato</i>			
Resistenza a taglio del conglomerato	V <sub>Rcd</sub>	kN	3341.5
<i>Verifica dell'armatura trasversale</i>			
diametro staffe	fsw	mm	10
passo staffe	scp	m	0.10
numero di bracci	nb		12
Armatura a taglio (staffe)	Asw	mmq	942
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	$\alpha$	deg	60
Inclinazione dei puntoni in cls rispetto all'asse della trave	$\theta$	deg	20.8
tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp}$	kPa	0
coefficiente alpha	$\alpha_c$		1.00
Resistenza a "taglio trazione"	V <sub>Rsd</sub>	kN	2159.0
Resistenza a "taglio compressione"	V <sub>Rcd</sub>	kN	2028.8
<b>Resistenza a taglio</b>	<b>V<sub>Rd</sub></b>	<b>kN</b>	<b>2028.8</b>

La verifica è soddisfatta essendo VRdu >> VEdu.

## 7 ANALISI E VERIFICA DELLE SPALLE

Le analisi e verifiche delle spalle sono state effettuate attraverso l'implementazione di specifici fogli di calcolo di excel.

I tabulati di calcolo sono riportati in allegato.

Le analisi fanno riferimento alla Spalla SPA che a parità di caratteristiche geometriche risulta maggiormente sollecitata perchè allineamento fisso per azioni orizzontali longitudinali.

### 7.1 Analisi della palificata

Il calcolo delle sollecitazioni in fondazione delle spalle è stato effettuato facendo riferimento ad un sistema di coordinate ortogonali destrogiro, avente origine in corrispondenza del filo di monte del plinto di fondazione (a metà del lato posto lungo la direzione trasversale al ponte), a livello dell'intradosso del plinto stesso, asse x parallelo all'asse longitudinale dell'impalcato ed asse z diretto verso il basso.

Le azioni orizzontali ( $F_x$  ed  $F_y$ ) e verticali ( $F_z$ ) si assumono positive se di verso concorde con quello degli assi. Si indicheranno inoltre con  $M_x$  i momenti aventi asse-momento parallelo all'asse x (momenti trasversali) e con  $M_y$  (momenti longitudinali) i momenti aventi asse-momento parallelo all'asse y. I momenti si assumono positivi se di senso antiorario rispetto all'asse-momento cui si riferiscono.

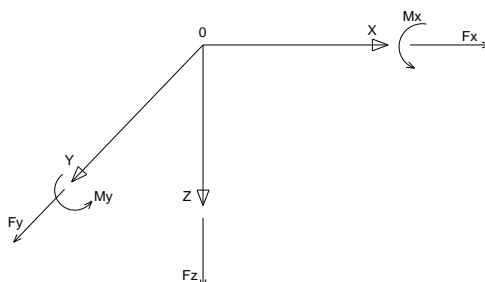


Figura 7.1. Sistema di riferimento

Le azioni trasmesse al baricentro della palificata, sono state determinate con riferimento alle singole condizioni di carico elementari e successivamente combinate.

I coefficienti moltiplicativi delle singole condizioni elementari, relativi alle combinazioni di carico SLU ed SLE considerate sono chiaramente illustrati nei tabulati.

Le azioni trasmesse dall'impalcato sono valutate in asse appoggi, alla quota di intradosso delle travi; successivamente vengono calcolate le azioni elementari al baricentro della palificata considerando i contributi dovuti al trasporto.

Le forze d'inerzia agenti sulla massa della spalla e del terreno presenti sulla zattera di fondazione sono state determinate considerando un'accelerazione pari ad  $a_g \times S$ , in virtù dell'elevata rigidezza della spalla.

La risoluzione della palificata è stata effettuata nell'ipotesi di plinto di fondazione rigido. Pertanto, Le azioni risultanti in testa ai pali risultano pari a:



$$N_i = \frac{F_z}{n_p} \pm Mx \cdot \frac{y_{pi}}{\sum_i^n y_{pi}^2} \pm My \cdot \frac{x_{pi}}{\sum_i^n x_{pi}^2}$$

$$V_{xi} = \frac{F_x}{n_p}$$

$$V_{yi} = \frac{F_y}{n_p}$$

$$V = \sqrt{V_{xi}^2 + V_{yi}^2}$$

Essendo:

$F_x, F_y, F_z, M_x, M_y$  azioni e coppie risultanti al baricentro della palificata, determinate con analisi globale;

$N_i, V_{xi}, V_{yi}, V_i$  azioni assiale e orizzontali agenti in testa al palo iesimo;

$n_p$  numero di pali della palificata;

$x_{pi}, y_{pi}$  coordinate del palo iesimo rispetto al baricentro della palificata.

Di seguito si riepilogano gli involuipi delle azioni massime e minime agenti in testa ai pali di fondazione:

RIEPILOGO AZIONI IN TESTA AI PALI		ENV	SLU	SLV	SLE-CAR	SLE-FR	SLE-QP
Azione assiale massima (compressione)	Nmax	3056	3056	1750	2264	2063	1495
Azione assiale minima	Nmin	353	583	353	432	499	610
Azione trasversale massima	Vmax	324	310	324	231	175	128

## 7.2 Caratteristiche della sollecitazione per verifiche pali di fondazione

Per il calcolo delle sollecitazioni agenti sui pali è stato ipotizzato un modello di palo immerso in suolo alla Winkler, caratterizzato da costante di reazione orizzontale  $k_h$  costante con la profondità.

Nell'ipotesi di palo incastrato in sommità, il momento massimo viene attinto all'incastro con il plinto di fondazione e vale:

$$M_{max} = V_i \times (L_0 + H) / 2$$

Essendo  $L_0$  la lunghezza elastica del palo pari a:

$$L_0 = [4 \times E_p \times I_p / E_s]^{0.25}$$


$E_p$  il modulo di elasticità del palo;

$I_p$  il momento d'inerzia del palo;

$E_s$  Modulo di reazione orizzontale del terreno costante con la profondità, relativo agli strati superficiali, pari a:

$$E_s = 1.5 k_h d;$$

$H$  l'eventuale altezza non collaborante del palo di fondazione.

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 <b>anas</b> GRUPPO FS ITALIANE
CA-356	<b>Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu</b>	

La costante di reazione orizzontale è stata assunta in accordo a Broms (1964), che ha correlato  $k_h$  al modulo secante  $E_{50}$  a metà tensione limite in una prova non drenata:

$$k_h = 1.67 E_{50} / d$$

Usando un valore di  $E_{50}$  compreso tra 50 e 200 volte la resistenza al taglio non drenata  $c_u$  (Skempton 1951), si ha:

$$k_h = (80 \div 320) c_u / d$$

Nel caso in esame, considerando una coesione non drenata pari a 120 kPa, per il litotipo LS, che interessa le spalle in esame si ha:

$$k_h = 200 \times 120 / 1.20 = 20000 \text{ kN/m}^3$$

### LUNGHEZZA LIBERA D'INFLESSIONE PALI DI FONDAZIONE

Modulo di elasticità normale del calcestruzzo/malta	$E_c$	Mpa	33346
Modulo di elasticità normale dell'acciaio	$E_a$	Mpa	210000
Modulo di Poisson del terreno	$\nu$		0.30
Diametro del palo	$D_p$	m	1.20
Momento d'inerzia della sezione in cls/malta	$I_c$	m <sup>4</sup>	0.1018
Momento d'inerzia della sezione omogeneizzata al cls	$I_p$	m <sup>4</sup>	0.1018
Kt Costante di reazione orizzontale (Vesic)	kt	kN/mc	20000
Lunghezza libera d'inflessione	L0	m	4.41

Le caratteristiche della sollecitazione prese in conto per le verifiche dei pali di fondazione sono le seguenti:

Altezza di terreno non collaborante per combinazione			SLU	SLV	SLE-CAR	SLE-FR	SLE-QP
Altezza di terreno non collaborante	Hnc	m	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
RIEPILOGO CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONI MASSIME SI			SLU	SLV	SLE-CAR	SLE-FR	SLE-QP
Sforzo normale massimo	Nmax	kN	3056	1750	2264	2063	1495
Sforzo normale minimo	Nmin	kN	583	353	432	499	610
Momento flettente massimo - 1° gabbia	Mmax_1a	kNm	992	1037	739	560	411
Momento AMPLIFICATO DEL 20%	Mmax_1a	kNm	1191	1245	887	671	493
RIEPILOGO AZIONI VERTICALI AGLI SLU SULLA PALIFICATA			SLU	SLV			
Carico verticale massimo agente sulla palificata			14837	8437			
Carico verticale medio agente sui pali			1855	1055			

### 7.3 Verifiche di resistenza dei pali di fondazione

I pali di fondazione delle spalle saranno armati come segue:

1° gabbia:

- Armature longitudinali: 24 $\phi$ 26+24 $\phi$ 26 accoppiati ai primi (rinforzo solo per i primi 6.0 m);;
- Armature trasversali: spirale  $\phi$ 12/10 (per i primi 4.0 m) e  $\phi$ 12/20 per i metri restanti ;

Di seguito si riportano le verifiche a pressoflessione e taglio relative alla prima gabbia.

Nelle verifiche si considerano 24 barre di diametro equivalente pari a  $d_{eq} = 26 \times 2^{0.5} = 36.76$  mm:

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare

CA-356

Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu

Classe Conglomerato: C32/40

Raggio circ.: 60.0 cm  
X centro circ.: 0.0 cm  
Y centro circ.: 0.0 cm

#### DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre  
Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate  
Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate  
Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate  
N°Barre Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza  
Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	49.5	24	36.8

#### ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 12 mm  
Passo staffe: 10.0 cm  
Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

#### ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y  
Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	3056.00	1191.00	0.00	0.00	310.00
2	583.00	1191.00	0.00	0.00	310.00
3	1855.00	1191.00	0.00	0.00	310.00
4	1750.00	1245.00	0.00	0.00	324.00
5	353.00	1245.00	0.00	0.00	324.00
6	1055.00	1245.00	0.00	0.00	324.00

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	2264.00	887.00	0.00
2	432.00	887.00	0.00

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	2063.00	671.00 (1809.76)	0.00 (0.00)
2	499.00	671.00 (1023.60)	0.00 (0.00)

**COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	1495.00	493.00 (1785.02)	0.00 (0.00)
2	610.00	493.00 (1127.32)	0.00 (0.00)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	8.7	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	9.2	cm
Copriferro netto minimo staffe:	7.5	cm

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn	Sforzo normale allo snervamento [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Sn	Momento di snervamento [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn	Momento di snervamento [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Ult	Sforzo normale ultimo [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Ult	Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Ult	Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N Ult,Mx Ult,My Ult) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N Sn	Mx Sn	My Sn	N Ult	Mx Ult	My Ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	3056.00	3774.72	0.00	3055.94	4805.61	0.00	4.035	-----
2	S	583.00	3081.80	0.00	583.01	4266.74	0.00	3.582	-----
3	S	1855.00	3448.73	0.00	1855.21	4571.71	0.00	3.839	-----
4	S	1750.00	3419.21	0.00	1749.88	4550.58	0.00	3.655	-----
5	S	353.00	3013.02	0.00	352.95	4203.69	0.00	3.376	-----
6	S	1055.00	3220.52	0.00	1055.00	4390.77	0.00	3.527	-----

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00055	0.0	60.0	0.00267	0.0	49.5	-0.00513	0.0	-49.5
2	0.00350	-0.00149	0.0	60.0	0.00248	0.0	49.5	-0.00713	0.0	-49.5
3	0.00350	-0.00095	0.0	60.0	0.00259	0.0	49.5	-0.00597	0.0	-49.5
4	0.00350	-0.00099	0.0	60.0	0.00258	0.0	49.5	-0.00605	0.0	-49.5
5	0.00350	-0.00160	0.0	60.0	0.00246	0.0	49.5	-0.00736	0.0	-49.5
6	0.00350	-0.00127	0.0	60.0	0.00253	0.0	49.5	-0.00666	0.0	-49.5

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
--------	---	---	---	-----	--------

CA-356

Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu

1	0.000000000	0.000078846	-0.001230759	----	----
2	0.000000000	0.000097061	-0.002323652	----	----
3	0.000000000	0.000086521	-0.001691245	----	----
4	0.000000000	0.000087234	-0.001734048	----	----
5	0.000000000	0.000099140	-0.002448376	----	----
6	0.000000000	0.000092766	-0.002065984	----	----

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Passo staffe: 10.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio di progetto [kN] = proiezz. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.19) NTC]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
Dmed	Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro. Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm <sup>2</sup> /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm <sup>2</sup> /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta- ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Vsdu	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Teta	Acw	Ast	A.Eff
1	S	0.00	3257.52	1875.92	91.9	109.6	21.80°	1.149	0.0	23.2(0.0)
2	S	0.00	2857.39	1903.53	93.3	105.9	21.80°	1.028	0.0	23.2(0.0)
3	S	0.00	3074.02	1884.46	92.4	108.5	21.80°	1.090	0.0	23.2(0.0)
4	S	0.00	3059.59	1884.46	92.4	108.5	21.80°	1.085	0.0	23.2(0.0)
5	S	0.00	2826.23	1903.53	93.3	105.9	21.80°	1.017	0.0	23.2(0.0)
6	S	0.00	2944.06	1893.76	92.8	107.2	21.80°	1.051	0.0	23.2(0.0)

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure
D barre	Distanza tra le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure
Beta12	Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre Beta1*Beta2

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	5.61	0.0	0.0	-38.1	0.0	-49.5	1468	53.1	12.9	1.00
2	S	5.27	0.0	0.0	-101.1	0.0	-49.5	2854	95.5	12.9	1.00

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	4.34	0.0	0.0	-20.6	0.0	-49.5	1107	53.1	12.9	1.00
2	S	4.03	0.0	0.0	-69.5	0.0	-49.5	2690	74.3	12.9	1.00

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm
S1	Esito della verifica
S2	Massima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
k2	Minima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
k3	= 0.4 per barre ad aderenza migliorata
Ø	= 0.125 per flessione e presso-flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica
Cf	Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff
Psi	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm	= 1-Beta12*(Ssr/Ss)² = 1-Beta12*(fctm/S2)² = 1-Beta12*(Mfess/M)² [B.6.6 DM96]
srm	Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite = 0.4*Ss/Es è tra parentesi
wk	Distanza media tra le fessure [mm] Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = 1.7 * e sm * srm . Valore limite tra parentesi

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]			Mx fess	My fess
								e sm	srm	wk		
1	S	-1.3	0	0.125	37	87	-6.274	0.00004 (0.00004)	237	0.016 (0.30)	1809.76	
2	S	-2.4	0	0.125	37	87	-1.327	0.00013 (0.00013)	266	0.060 (0.30)	1023.60	

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	3.18	0.0	0.0	-15.6	0.0	-49.5	1107	53.1	12.9	0.50
2	S	3.01	0.0	0.0	-41.7	0.0	-49.5	2369	74.3	12.9	0.50

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-1.0	0	0.125	37	87	-5.555	0.00003 (0.00003)	237	0.012 (0.20)	1785.02	
2	S	-1.6	0	0.125	37	87	-1.614	0.00008 (0.00008)	258	0.035 (0.20)	1127.32	

Come è possibile evincere tutte le verifiche agli SLU ed SLE sono soddisfatte.

### 7.4 Dimensionamento delle singole membrature delle spalle

Il dimensionamento delle singole membrature è stato effettuato attraverso la risoluzione di schemi locali appresso dettagliati.

In tutti i casi, le verifiche a fessurazione sono state effettuate per via indiretta confrontando le tensioni agenti sull'acciaio con le tensioni ammissibili funzione dell'aggressività dell'ambiente e del diametro delle barre adottate.

I risultati delle verifiche sono riportate tra gli allegati.

Come è possibile evincere tutte le verifiche sono soddisfatte.

#### 7.4.1 Zattera di fondazione

Il dimensionamento della mensola anteriore della zattera di fondazione è stato effettuato con riferimento allo schema di mensola tozza (tirante-puntone), sollecitata dalla reazione del palo maggiormente caricato (palo di spigolo).

#### 7.4.2 Mensola posteriore

La verifica della mensola posteriore della zattera di fondazione è stata eseguita con riferimento allo schema di mensola tozza (tirante-puntone), soggetta al peso proprio ed al peso del rinterro, e soggetta alle azioni stabilizzanti trasmesse dai pali di fondazione.

#### 7.4.3 Paraghiaia

La verifica del Paraghiaia è stata effettuata considerando le sollecitazioni derivanti dal peso proprio, dalla spinta delle terre, dalle spinte esercitate dal sovraccarico accidentale sul terrapieno, da un asse di carico Qik

da 300 kN supposto agente in testa al paraghiaia e da una forza di frenatura convenzionale pari a 180 kN (60% di  $Q_{ik}$ ) sempre applicata in testa al paraghiaia (vedi figura seguente).

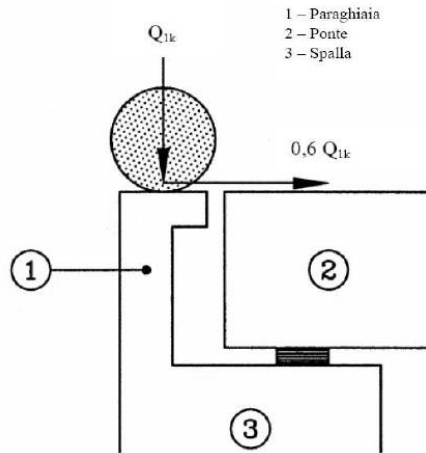


Figura 7.2. Carichi da traffico su muri paraghiaia

Inoltre, sono state valutate le sollecitazioni relative alla fase sismica, generate dalle forze inerziali, dall'incremento di spinta delle terre e dalle azioni direttamente trasmesse dal ritegno longitudinale.

La spinta delle terre in condizioni di esercizio, è stata valutata con riferimento al coefficiente di spinta a riposo  $K_0$ .

Conformemente alle circolari alle NTC2018 (§C.5.1.3.3.5.1), il sovraccarico accidentale da traffico è costituito dal carico  $Q_{ik}$  supposto distribuito su un impronta di 3.0 x 2.20.

Questo carico è stato supposto diffuso a 30° lungo il terrapieno fino alla base del paraghiaia.

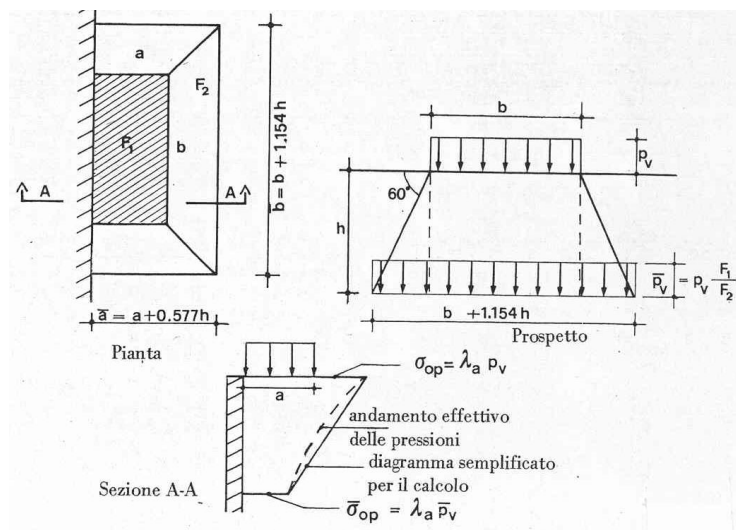


Figura 7.3. Schema di diffusione del sovraccarico accidentale.

La pressione dovuta al sovraccarico quindi decresce come indicato nella sezione A-A di Figura 7.3 interessando però una larghezza sempre maggiore di paraghiaia. Considerando il contributo di una sola colonna di carico, la larghezza collaborante di muro è pari a  $(b + 1.154h + 2.00)$ .

#### 7.4.4 Muri di risvolto

Il calcolo è relativo al muro di maggiore altezza. Lo schema di calcolo adottato è quello di piastre rettangolari incastrate alla base in corrispondenza della zattera di fondazione e su un lato in corrispondenza del muro frontale. I muri sono soggetti alla spinta delle terre, alle spinte dovute ai sovraccarichi accidentali sul terrapieno in esercizio, ed alle forze inerziali ed all'incremento di spinta delle terre in fase sismica.

Il calcolo delle sollecitazioni generate dalla spinta delle terre, dal sovraccarico accidentale, ipotizzato presente a livello del piano viario, e dal sisma, è stato effettuato utilizzando le tabelle proposte da R. Bares nel testo "Calcolo di Lastre e Piastre con la teoria elastica lineare" (vedi Tab. 1.41 – 1.97). Il calcolo della spinta delle terre è stato condotto con riferimento al coefficiente di spinta a riposo  $k_0$ .

Nel caso in cui è presente una bandiera all'estremità verticale libera del muro si considerano i momenti orizzontali trasmessi al muro di risvolto, valutati con schema di trave a mensola:

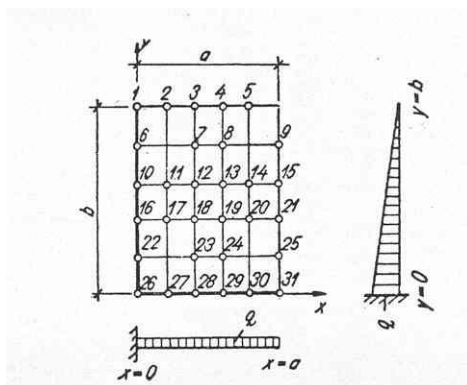


Figura 7.4. Schema di calcolo piastra e punti notevoli (Carico variabile linearmente con la profondità).

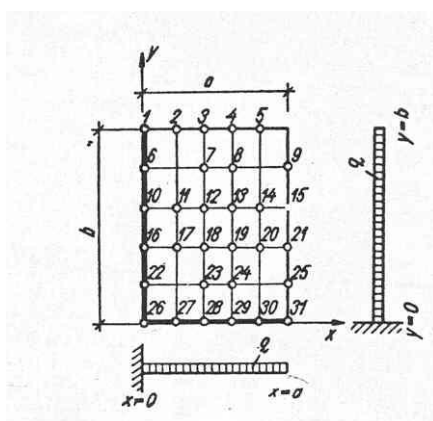


Figura 7.5. Schema di calcolo piastra e punti notevoli (Carico uniformemente ripartito).

#### 7.4.5 Verifiche di resistenza a taglio

Le verifiche a taglio sono state condotte per tutte le membrature, ad eccezione delle mensole anteriori e posteriori delle spalle, caratterizzate da comportamento a mensola tozza.

I tagli di calcolo sono stati confrontati con le resistenze delle singole membrature, valutate in assenza di specifiche armature trasversali; laddove la verifica fornisce esito negativo, sono state dimensionate le armature trasversali in grado di garantire la soddisfazione delle verifiche.



## 8 VERIFICHE DISPOSITIVI DI APPOGGIO E GIUNTI DI DILATAZIONE

### 8.1 Apparecchi di appoggio

#### 8.1.1 Carichi verticali trasmessi dall'impalcato

I carichi verticali sono stati valutati con i specifici modelli di calcolo utilizzati per il dimensionamento dell'impalcato.

Di seguito si riepilogano i carichi verticali trasmessi agli appoggi per ciascuna azione elementare, e la successiva combinazione secondo quanto precedentemente illustrato:

##### Carichi trasmessi agli appoggi - Condizioni di carico elementari

Condizione n.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	Peso proprio	Permanenti portati	Cedimenti vincolari 1	Cedimenti vincolari 2	Ritiro iperstatico	Variazione termica positiva	Variazione termica negativa	Vento	Carichi mobili Max	Carichi mobili Min
SPA	1037.1	354.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	54.9	904.5	0.0
SPB	1037.1	354.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	54.9	904.5	0.0

##### Carichi trasmessi agli appoggi - Combinazioni

Fattori moltiplicativi

Combinazione n.

SLE-QP	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	0.00	0.00	0.00
SLE-RARA	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.60	1.00	1.00
SLU-STR	1.35	1.35	1.20	1.20	1.20	0.90	0.90	0.90	1.35	1.35
SLU-SIS	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLE-FREQ	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	0.00	0.75	0.75

Carichi trasmessi agli appoggi

##### Combinazione SLE-QP

	Peso proprio	Permanenti portati	Cedimenti vincolari 1	Cedimenti vincolari 2	Ritiro iperstatico	Variazione termica positiva	Variazione termica negativa	Vento	Carichi mobili	Carichi mobili	Sommano	Sommano
SPA	1037.1	354.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1391.8	1391.8
SPB	1037.1	354.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1391.8	1391.8

##### Combinazione SLE-RARA

	Peso proprio	Permanenti portati	Cedimenti vincolari 1	Cedimenti vincolari 2	Ritiro iperstatico	Variazione termica positiva	Variazione termica negativa	Vento	Carichi mobili	Carichi mobili	Sommano	Sommano
SPA	1037.1	354.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	32.9	904.5	0.0	2329.3	1358.9
SPB	1037.1	354.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	32.9	904.5	0.0	2329.3	1358.9

##### Combinazione SLU-STR

	Peso proprio	Permanenti portati	Cedimenti vincolari 1	Cedimenti vincolari 2	Ritiro iperstatico	Variazione termica positiva	Variazione termica negativa	Vento	Carichi mobili	Carichi mobili	Sommano	Sommano
SPA	1400.0	478.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	49.4	1221.1	0.0	3149.5	1829.5
SPB	1400.0	478.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	49.4	1221.1	0.0	3149.5	1829.5

##### Combinazione SLU-SIS

	Peso proprio	Permanenti portati	Cedimenti vincolari 1	Cedimenti vincolari 2	Ritiro iperstatico	Variazione termica positiva	Variazione termica negativa	Vento	Carichi mobili	Carichi mobili	Sommano	Sommano
SPA	1037.1	354.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1391.8	1391.8
SPB	1037.1	354.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1391.8	1391.8

##### Combinazione SLE-FREQ

	Peso proprio	Permanenti portati	Cedimenti vincolari 1	Cedimenti vincolari 2	Ritiro iperstatico	Variazione termica positiva	Variazione termica negativa	Vento	Carichi mobili	Carichi mobili	Sommano	Sommano
SPA	1037.1	354.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	678.4	0.0	2070.2	1391.8
SPB	1037.1	354.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	678.4	0.0	2070.2	1391.8

I carichi verticali sono ampiamente compatibili con le resistenze Fzd dei dispositivi di appoggio previsti.

### 8.1.2 Carichi orizzontali trasmessi dall'impalcato

I carichi orizzontali sono stati valutati con lo specifico foglio di calcolo utilizzato per il dimensionamento delle sottostrutture.

I carichi massimi SLU sugli appoggi reagenti alle azioni orizzontali, sono relativi alla combinazione sismica.

Di seguito si riepilogano i carichi orizzontali longitudinali e trasversali trasmessi agli appoggi per ciascuna azione elementare significativa, e la successiva combinazione secondo quanto precedentemente illustrato:

<b>CARICHI ORIZZONTALI LONGITUDINALI TRASMESSI AGLI APPARECCHI DI APPOGGIO</b>					
<b>Carichi trasmessi agli appoggi - Condizioni di carico elementari</b>					
Condizione n.		1	2	3	
VL	Allineamenti	Sisma	Sisma	Forze	
		trasversale	longitudinale	Parassite	
trave DX	SPA		695.6	44.9	
	SPB			44.9	
trave SX	SPA		695.6	44.9	
	SPB			44.9	
<b>Carichi trasmessi agli appoggi - Combinazioni</b>					
Fattori moltiplicativi					
Combinazione n.					
	SLU-SIS X	0.30	1.00	1.00	
Carichi trasmessi agli appoggi					
<b>Combinazione SLU-SIS X</b>					
	Allineamenti	Sisma trasversale	Sisma longitudinale	Forze Parassite	Sommano
trave DX	SPA	0.0	695.6	44.9	<b>740.5</b>
	SPB	0.0	0.0	44.9	<b>44.9</b>
trave SX	SPA	0.0	695.6	44.9	<b>740.5</b>
	SPB	0.0	0.0	44.9	<b>44.9</b>

<b>CARICHI ORIZZONTALI <span style="color: red;">TRASVERSALI</span> TRASMESSI AGLI APPARECCHI DI APPOGGIO</b>					
<b>Carichi trasmessi agli appoggi - Condizioni di carico elementari</b>					
<b>VT</b>	Condizione n.	1	2	3	
		Sisma	Sisma	Forze	
	<b>Allineamenti trasversale</b>	<b>longitudinale</b>	<b>Parassite</b>		
trave DX	SPA				
	SPB				
trave SX	SPA	219.0			
	SPB	219.0			
<b>Carichi trasmessi agli appoggi - Combinazioni</b>					
Fattori moltiplicativi					
Combinazione n.					
	SLU-SIS Y	1.00	0.30	1.00	
Carichi trasmessi agli appoggi					
<b>Combinazione SLU-SIS Y</b>					
		Sisma	Sisma	Forze	
	<b>Allineamenti trasversale</b>	<b>longitudinale</b>	<b>Parassite</b>		<b>Sommano</b>
trave DX	SPA	0.0	0.0	0.0	<b>0.0</b>
	SPB	0.0	0.0	0.0	<b>0.0</b>
trave SX	SPA	219.0	0.0	0.0	<b>219.0</b>
	SPB	219.0	0.0	0.0	<b>219.0</b>

## 8.2 Escursioni degli apparecchi di appoggio e dei giunti di dilatazione

Le escursioni longitudinali dell'impalcato considerate per il dimensionamento di apparecchi di appoggio e giunti di dilatazione fanno riferimento alla norma EN 1991-1-5. In particolare, si considera una variazione termica aggiuntiva di  $\pm 20^\circ$ :

Dati	Var	unità	SP
Distanza tra punto fisso e giunto di dilatazione	DL	m	32.00
Tipologia di impalcato	Type		2
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha$		1.00E-05
Temperatura iniziale	T0		15
Temperatura massima dell'aria all'ombra al livello del mare	Tmax	[°]	41.43
Temperatura minima dell'aria all'ombra al livello del mare	Tmin	[°]	-7.59
altitudine del sito sul livello del mare	as	m	70
Zona climatica	Z		II
deformazione totale finale per ritiro	$\epsilon$ cs		0.00015
Risultati	Var	unità	
Temperatura massima dell'aria all'ombra alla quota as	Tmax	[°]	41.3
Temperatura minima dell'aria all'ombra alla quota as	Tmin	[°]	-8.0
Temperatura massima del ponte	Te,max	[°]	45.3
Temperatura minima del ponte	Te,min	[°]	-4.0
Massima variazione termica in contrazione: $DTN,con = T0 - Te,min$	$\Delta TN,con$	[°]	19.0
Massima variazione termica in espansione: $DTN,exp = Te,max - T0$	$\Delta TN,exp$	[°]	30.3
Variazione termica complessiva: $DTn = Te,max - Te,min$	$\Delta TN$	[°]	49.3
Massima variazione termica in contrazione per scorrimenti appoggi e giunti:	$\Delta TN,con\_g$	[°]	<b>39.0</b>
Massima variazione termica in espansione per scorrimenti appoggi e giunti:	$\Delta TN,exp\_g$	[°]	<b>50.3</b>
Massima contrazione longitudinale per ritiro	$\Delta lrit,con$	mm	-5
Massimo contrazione longitudinale per var. termica uniforme	$\Delta lmax,con$	mm	-12
escursione complessiva di contrazione	$\Delta lmax,con$	mm	-17
Massima espansione longitudinale per var. termica uniforme	$\Delta lmax,exp$	mm	16
escursione complessiva longitudinale	$\Delta l_{tot}$	mm	33
escursione complessiva longitudinale di progetto	$\Delta l_{tot}$	mm	50

In accordo alla normativa EN 1337 si adotta per gli apparecchi di appoggio una corsa minima di 100 mm in direzione longitudinale.

### 8.3 Riepilogo caratteristiche di progetto dispositivi di vincolo e giunti

Di seguito si riepilogano le caratteristiche di progetto prescritte per gli apparecchi di appoggio e per i giunti di dilatazione:

#### LEGENDA

##### APPARECCHI DI APPOGGIO IN ACCIAIO-TEFLON A DISCO ELASTOMERICO CONFINATO

VF	APPARECCHIO FISSO
VUT	APPARECCHIO UNI TRASVERSALE
VUL	APPARECCHIO UNI LONGITUDINALE
VM	APPARECCHIO MOBILE

##### CARATTERISTICHE PRESTAZIONALI APPARECCHI DI APPOGGIO

$N_{sd}$ SLU	MASSIMO CARICO VERTICALE SLU
$V_l$ SLU	MASSIMO CARICO ORIZZONTALE LONGITUDINALE SLU
$V_t$ SLU	MASSIMO CARICO ORIZZONTALE TRASVERSALE SLU
$S_{long}$	SCORRIMENTO IN DIREZIONE LONGITUDINALE
$S_{trasv}$	SCORRIMENTO IN DIREZIONE TRASVERSALE

##### CARATTERISTICHE PRESTAZIONALI GIUNTI DI DILATAZIONE

$S_{long\ tot}$	SCORRIMENTO COMPLESSIVO IN DIREZIONE LONGITUDINALE
$S_{trasv\ tot}$	SCORRIMENTO COMPLESSIVO IN DIREZIONE TRASVERSALE
$B_{cord\_sx}$ o $B_{cord\_sx}$	LARGHEZZA DEL GIUNTO DI DILATAZIONE DI CORDOLO O MARCIAPIEDE IN CORRISPONDENZA ELEMENTO MARGINALE SX O INTERNO
$B_{piat}$	LARGHEZZA DEL GIUNTO DI DILATAZIONE IN ELASTOMERO ARMATO DA DISPORRE IN CORRISPONDENZA PIATTAFORMA STRADALE
$B_{cord\_dx}$ o $B_{cord\_est}$	LARGHEZZA DEL GIUNTO DI DILATAZIONE DI CORDOLO O MARCIAPIEDE IN CORRISPONDENZA ELEMENTO MARGINALE DX O ESTERNO

**PO01**

APPARECCHI DI APPOGGIO IN ACCIAIO-TEFLON A DISCO ELASTOMERICO CONFINATO

Allineamento	Tipo	TRAVI INTERNE						TRAVI ESTERNE						
		N <sub>s</sub> sl <sub>u</sub> [kN]	V <sub>i</sub> SLU [kN]	V <sub>t</sub> SLU [kN]	S <sub>long</sub> ± [mm]	S <sub>rasv</sub> ± [mm]	rot [rad]	N <sub>s</sub> sl <sub>u</sub> [kN]	V <sub>i</sub> SLU [kN]	V <sub>t</sub> SLU [kN]	S <sub>long</sub> ± [mm]	S <sub>rasv</sub> ± [mm]	rot [rad]	
SPA	VF	3500	1050	1050			0.010	VUT	3500	1050			25	0.010
SPB	VUL	3500		350	50		0.010	VM	3500			50	25	0.010

GIUNTI DI DILATAZIONE

Allineamento	S <sub>long</sub> tot [mm]	S <sub>rasv</sub> tot [mm]	B <sub>cord_int</sub> [m]	B <sub>plat</sub> [m]	B <sub>cord_est</sub> [m]
SPA	100	50	0.77	10.75	0.77
SPB	100	50	0.77	10.75	0.77

## 9 VERIFICHE GEOTECNICHE SLU ED SLE DELLE FONDAZIONI SU PALI

In accordo alle NTC2018 le verifiche SLU di tipo geotecnico (GEO) delle fondazioni su pali sono state effettuate con riferimento ai seguenti stati limite, accertando che la condizione  $E_d \leq R_d$  sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- Collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi dei carichi assiali;
- Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- Collasso per carico limite di sfilamento del palo singolo nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
- Collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi dei carichi trasversali;
- Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
- Stabilità globale.

Le verifiche di stabilità globale vengono effettuate esclusivamente nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali, mentre vengono omesse per fondazioni che ricadono su aree in piano o a pendenza estremamente modesta.

Le verifiche SLU di tipo strutturale (STR) sono illustrate nei capitoli relativi alle sottostrutture.

Relativamente agli stati limite di esercizio (SLE) è stata effettuata una stima del cedimento del palo singolo e della palificata soggetti a carichi verticali.

### 9.1 Criteri di Calcolo

Le verifiche di stabilità globale vengono effettuate seguendo l'Approccio 1 con la combinazione dei coefficienti parziali (A2, M2, R2) definiti dalle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I delle NTC2018:

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

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_r$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
$\gamma_R$	1,1

Le altre verifiche agli stati limite ultimi finalizzate al dimensionamento geotecnico (carico limite della palificatane nei riguardi dei carichi assiali, trasversali e di sfilamento), sono state effettuate riferendosi all'Approccio 2 con i gruppi parziali A1, M1, R3 definiti dalle tabelle 6.2.I, 6.2.II, precedentemente illustrate, 6.4.II e 6.4.VI:

**Tab. 6.4.II** – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

\* da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

**Tab. 6.4.VI** - Coefficiente parziale  $\gamma_T$  per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

### 9.1.1 Verifiche SLU di collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi del carico assiale di compressione

Deve essere:

$$Fcd \leq Rcd$$

Dove:

**Fcd** è il carico assiale di compressione assunto in progetto nelle verifiche allo SLU agente sul palo singolo;

**Rcd** la Resistenza di progetto allo SLU per il palo singolo fornita dalla seguente espressione:

$$Rcd = Rbd + Rsd - Wp$$

Essendo:

**Rbd** =  $Rbk / \gamma_b$  la resistenza alla base di progetto;

**Rsd** =  $Rsk / \gamma_s$  la resistenza laterale di progetto;


**Wp** il peso del palo alleggerito;

**$\gamma_b, \gamma_s$**  coefficienti di sicurezza parziali da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali, forniti dalla Tab. 6.4.II delle NTC2018 precedentemente illustrata;

**$Rbk = \text{Min} [ (Rbc, cal)_{media} / \xi_3; (Rbc, cal)_{min} / \xi_4 ]$**  la resistenza alla punta caratteristica;

**$Rsk = \text{Min} [ (Rsc, cal)_{media} / \xi_3; (Rsc, cal)_{min} / \xi_4 ]$**  la resistenza laterale caratteristica;

**$\xi_3, \xi_4$**  coefficienti di riduzione che dipendono dal numero di verticali indagate, determinati in base alla Tab. 6.4.IV delle NTC2018:

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 <b>anas</b> GRUPPO FS ITALIANE
<b>CA-356</b>	<b>Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu</b>	

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

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

Rb,cal ed Rs,cal rappresentano le resistenze alla base e laterale di calcolo del palo valutate con la seguenti espressioni:

$$R_{b,cal} = q_b A_p \quad \text{la resistenza alla punta e:}$$

$$R_{s,cal} = \sum^n q_{s_i} A_{l_i} \quad \text{la resistenza laterale}$$

$i$  è lo strato iesimo attraversato dal palo ed  $n$  il numero totale degli strati.

### 9.1.1.1 Unità a comportamento coesivo (Argille e limi)

La verifica è effettuata in termini di tensioni totali.

La resistenza unitaria alla base viene determinata attraverso la seguente espressione:

$$q_b = \sigma_v + 9 c_u$$

essendo  $\sigma_v$  la tensione verticale totale alla quota della base del palo e  $c_u$  la coesione non drenata del terreno di fondazione alla base.

Relativamente alla resistenza laterale, il valore di  $q_{s_i}$  viene determinato come:

$$q_{s_i} = \alpha_i c_{ui}$$

Essendo:

$\alpha$  un coefficiente riduttivo della coesione non drenata  $c_u$ , variabile secondo quanto suggerito da AGI (1984) per pali trivellati:

Tipo di palo	Valori di $c_u$ [kPa]	Valori di $\alpha$
Trivellato	$c_u < 25$	0.9
	$25 \leq c_u < 50$	0.8
	$50 \leq c_u < 75$	0.6
	$c_u \geq 75$	0.4

Tabella 9.1 – Valori di  $\alpha$  (AGI 1984)

### 9.1.1.2 Unità a comportamento incoerente (Sabbie, Sabbie limose e Ghiaie)

La verifica è effettuata in termini di tensioni efficaci.

Per pali trivellati di grande diametro la resistenza unitaria alla base viene determinata attraverso la seguente espressione:

$$q_b = Nq^* \times \sigma_v'$$



$Nq^*$  è il coefficiente di capacità portante corrispondente all'insorgere di un cedimento alla base del palo pari a  $(0.06 - 0.1) D$  valutato secondo Berezantzev (1965), e  $\sigma_v'$  la tensione verticale alla base del palo in termini di tensioni efficaci.

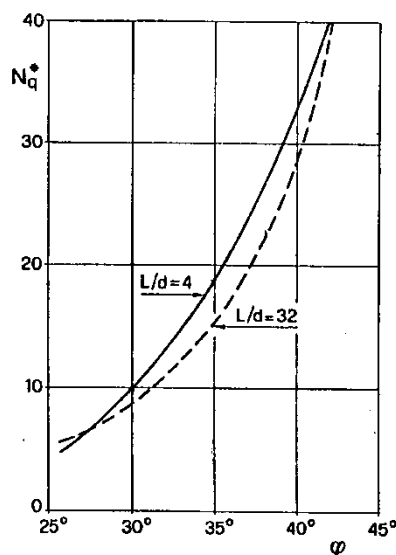


Figura 9.1 – Coefficienti  $Nq^*$  (Berezantzev, 1965), corrispondenti all'insorgere delle deformazioni plastiche alla base

In ogni caso è stato assunto per  $q_b$  un valore limite  $q_{b,max}$  pari al minimo tra i valori forniti dalla seguente espressione [Gwizdala (1984), Reese&O'Neill (1988) e Matsui (1993)]:

$$q_{b,max1} = (Nspt)_m \times \alpha_N \text{ (kPa)}$$

Essendo:

$\alpha_N$  un coefficiente empirico pari a:

$$\alpha_N = 150 \text{ per ghiaie} \quad \alpha_N = 120 \text{ per sabbie} \quad \alpha_N = 85 \text{ per sabbie limose}$$

$(Nspt)_m$  Il valore di  $Nspt$  medio su un tratto pari a  $1.5 D$  al di sopra e al di sotto della base del palo.

e dalla seguente tabella:

$$q_{b,max2} = 7500 \text{ per ghiaie} \quad q_{b,max2} = 5800 \text{ per sabbie} \quad q_{b,max2} = 4300 \text{ per sabbie limose}$$


La resistenza unitaria laterale  $qs_i$  viene determinato in accordo a Reese e O'Neill (1988) e O'Neill&Hassan (1994) come:

$$qs_i = \sigma_v'_m \beta(z) \leq qs,max$$

essendo:

$\sigma_v'_m$  il valore della tensione verticale determinata alla quota media dello strato considerato;

$\beta$  coefficiente empirico;

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA-356	<b>Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu</b>	

$q_{s,max}$  tensione tangenziale ultima consigliabile.

In accordo a Reese e O'Neill (1988) e O'Neill&Hassan (1994) al coefficiente empirico  $\beta$  possono essere assegnati i seguenti valori:

$1.2 \geq \beta = 1.5 - 0.42 z^{0.34} \geq 0.25$  per i depositi sabbiosi

$1.8 \geq \beta = 2.0 - 0.15 z^{0.75} \geq 0.25$  per i depositi sabbioso-ghiaiosi e ghiaiosi

In accordo a Reese & Wright (1977) nel caso di pali trivellati a fango, il valore di  $q_{s,max}$  è ricavabile dalle seguenti espressioni:

$q_{s,max} = 3 \times N_{spt}$  (kPa) per  $N_{spt} \leq 53$

$q_{s,max} = 142 + 0,32 \times N_{spt}$  (kPa) per  $N_{spt} > 53$

### 9.1.1.3 Unità rocciose

Per pali trivellati di grande diametro in roccia, il Canadian Foundation Manual (1978) suggerisce questa espressione per la portata ammissibile alla base:

$$q_{b_{amm}} = K_{sp} \times q_u$$

con:

$$K_{sp} = \frac{3 + c/B}{10 \cdot \sqrt{1 + 300 \cdot \frac{\delta}{c}}}$$

Dove:

$K_{sp}$  coefficiente empirico compreso tra 0.1 e 0.4, che dipende dalla spaziatura e include un fattore di sicurezza pari a 3;

$q_u$  valore medio della resistenza a compressione monoassiale della matrice rocciosa (determinata su campioni di roccia intatta);

$c$  spaziatura delle discontinuità;

$\delta$  apertura delle discontinuità;


$B$  diametro del palo.

Poulos e Davis in "Analisi e progettazione di fondazioni su pali, 1980", sulla base dei dati empirici forniti da Thorne (1977), suggeriscono una pressione massima ammissibile alla punta dell'ordine di  $0.3 q_{um}$  (resistenza monoassiale alla compressione) che sembrerebbe abbastanza prudente per quasi tutte le argilliti rigonfie. Anche in questo caso, il riferimento alle soluzioni teoriche mostra che, tali valori, generalmente, implicano un coefficiente di sicurezza di almeno 3 per le rocce fratturate o con fratture a brevi intervalli, e 12 o più per rocce integre.

Sulla base di quanto sopra, la resistenza unitaria alla base è stata assunta pari a:

$$q_{b_{amm}} = 3 K \times q_u$$

dove K è un coefficiente cautelativamente assunto pari a 0.20, sulla scorta di quanto precedentemente espresso.

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA-356	<i>Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu</i>	

La resistenza unitaria laterale  $q_s$ , per pali trivellati in roccia, viene determinata impiegando l'espressione suggerita da Horvath e Kenney (1989):

$$q_s = 6.656 \cdot \sqrt{q_u} \quad (kPa)$$

### 9.1.2 Verifiche SLU di collasso per carico limite della palificata nei riguardi del carico assiale di compressione

L'interasse tra i pali è fissato ad un valore non minore di tre volte il loro diametro.

La resistenza ai carichi verticali  $R_{cd,gr}$  del gruppo di pali viene determinata in base alla seguente espressione:

$$R_{cd,gr} = \eta n R_{cd}$$

In cui:

$\eta$  è l'efficienza del gruppo di pali;

$n$  Il numero complessivo di pali del gruppo.

$R_{cd}$  la Resistenza di progetto allo SLU per il palo singolo definito in accordo a quanto illustrato nel paragrafo 9.1.1.

Per palificate in terreni incoerenti e interassi usuali (non minori di tre volte il diametro dei pali), l'efficienza è sempre maggiore dell'unità e nel progetto viene assunta pari ad uno. In questi casi, la verifica di collasso per carico limite del palo singolo è certamente più gravosa di quella relativa al gruppo che, pertanto, viene omessa.

Per palificate in terreni coesivi, l'efficienza del gruppo di pali risulta minore dell'unità.

Il valore dell'efficienza è stato determinato attraverso la nota formula empirica di Converse-Labarre:

$$\eta = 1 - \frac{\arctan(d/i) (m-1)n + (n-1)m}{\pi/2 m n}$$

In cui:

$d$  diametro dei pali;

$i$  interasse tra i pali;

$m$  numero di file di pali;

$n$  numero di pali per ciascuna fila.

La verifica si ritiene soddisfatta se:

$$N_{\max SLU} \leq R_{cd,gr}$$

Dove:

$N_{\max SLU}$  è il massimo carico verticale agli SLU-STR o SLV agente sulla palificata.

### 9.1.3 Verifiche SLU di collasso per sfilamento del palo singolo nei riguardi del carico assiale di trazione

Deve essere:

$$F_{td} \leq R_{td}$$

Dove:

$F_{td}$  è il carico assiale di trazione assunto in progetto nelle verifiche allo SLU agente sul palo singolo;

$R_{td}$  la Resistenza di progetto allo SLU per il palo singolo fornita dalla seguente espressione:

$$R_{cd} = 0.7 R_{sd} + W_p$$

Essendo:

$R_{sd} = R_{sk} / \gamma_s$  la resistenza laterale di progetto;

$W_p$  il peso del palo alleggerito;

$\gamma_b, \gamma_s$  coefficienti di sicurezza parziali da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali, forniti dalla Tab. 6.4.II delle NTC2018 precedentemente illustrata;

$R_{sk}$  la resistenza laterale caratteristica, valutata secondo quanto illustrato al paragrafo 9.1.1.

Come è possibile evincere per le verifiche a carichi di trazione si assume una resistenza laterale pari al 70% della corrispondente valutata per pali in compressione.

#### 9.1.4 Verifiche SLU di collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi del carico trasversale

Deve essere:

$$F_{trd} \leq R_{tr,d}$$

Dove:

$F_{trd}$  è il carico orizzontale di progetto nelle verifiche allo SLU agente sul palo singolo;

$R_{tr,d}$  la Resistenza di progetto ai carichi orizzontali allo SLU per il palo singolo fornita dalla seguente espressione:

$R_{tr,d} = R_{tr,k} / \gamma_T$  la resistenza caratteristica ai carichi orizzontali;

$\gamma_T$  coefficiente di sicurezza parziale per le verifiche agli stati limite ultimi di apli soggetti a carichi trasversali, fornito dalla Tab. 6.4.VI delle NTC2018, precedentemente illustrata;

$R_{tr,k} = \text{Min} [ (R_{tr,cal})_{media} / \xi_3; (R_{tr,cal})_{min} / \xi_4 ]$  la resistenza laterale caratteristica ai carichi orizzontali allo SLU;

$\xi_3, \xi_4$  coefficienti di riduzione che dipendono dal numero di verticali indagate, determinati in base alla Tab. 6.4.IV delle NTC2018:

$R_{tr,cal}$  rappresenta la resistenza di calcolo del palo ai carichi orizzontali  $H_{lim}$  valutata in accordo alla teoria proposta da Broms (1984).

Le ipotesi assunte da Broms sono le seguenti:

- Terreno omogeneo;
- Comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente plastico;
- la forma del palo è ininfluyente e l'interazione palo-terreno è determinata solo dalla dimensione caratteristica  $D$  della sezione del palo (il diametro per sezioni circolari, il lato per sezioni quadrate, etc.) misurata normalmente alla direzione del movimento;
- il palo ha comportamento rigido-perfettamente plastico, cioè si considerano trascurabili le deformazioni elastiche del palo.

Questa ultima ipotesi comporta che il palo abbia solo moti rigidi finché non si raggiunge il momento di plasticizzazione  $M_y$  del palo. A questo punto si ha la formazione di una cerniera plastica in cui la rotazione continua indefinitamente con momento costante.

In accordo alla condizione di vincolo dei pali nei plinti di fondazione, il palo è considerato impedito di ruotare in testa.

I meccanismi di rottura del complesso palo-terreno sono condizionati dalla lunghezza del palo, dal momento di plasticizzazione della sezione e dalla resistenza esercitata dal terreno. I possibili meccanismi di rottura sono riportati nella figura seguente e sono solitamente indicati come "palo corto", "intermedio" e "lungo".

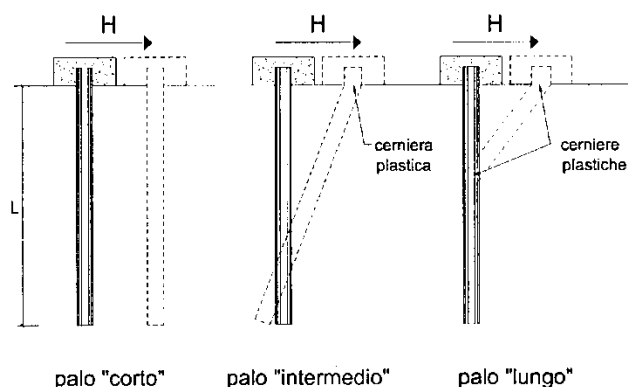
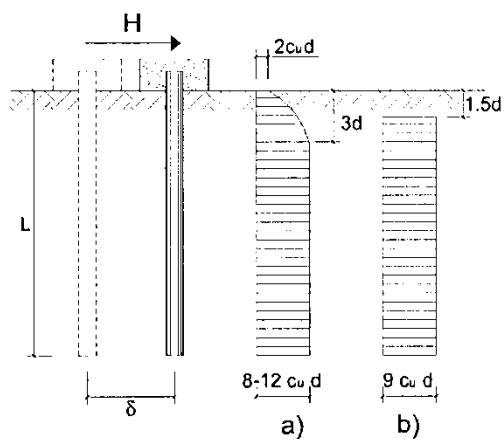


Figura 9.2 – meccanismi di rottura del complesso palo-terreno per pali impediti di ruotare alla testa soggetti a carichi orizzontali (Broms, 1984).

#### 9.1.4.1 Unità a comportamento coesivo

Il diagramma di distribuzione della resistenza  $p$  offerta dal terreno lungo il fusto del palo è quello riportato nella figura seguente (a). Broms adotta al fine delle analisi una distribuzione semplificata (b) con reazione nulla fino a  $1.5 D$  e costante con valore  $9 c_u D$  per profondità maggiori.



*Figura 9.3 – distribuzione della resistenza offerta dal terreno a carichi orizzontali per pali impediti di ruotare alla testa (Broms, 1984).*

Nella figura seguente si riportano gli schemi di calcolo per i tre meccanismi di rottura precedentemente illustrati:

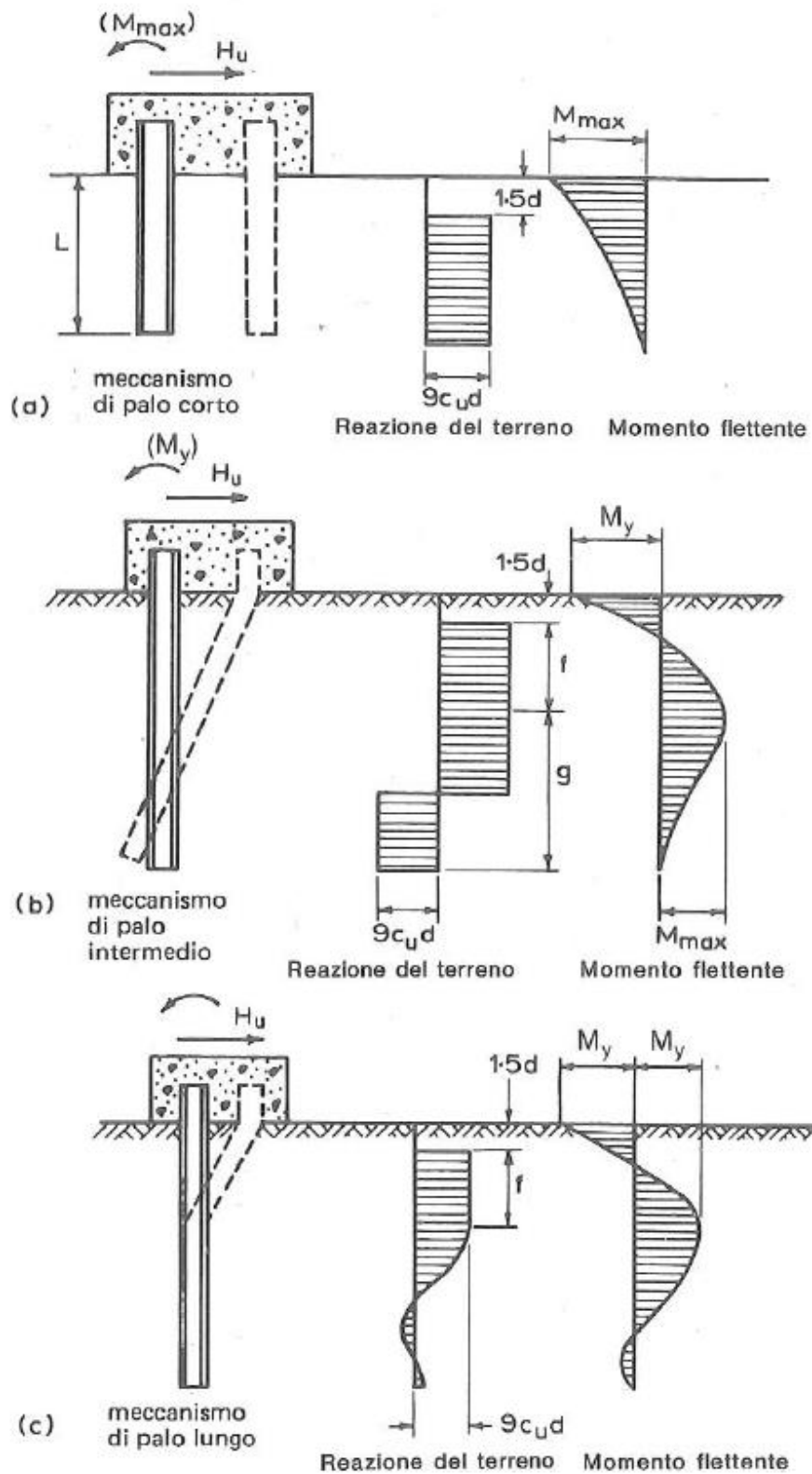


Figura 9.4 – Schemi di calcolo per pali impediti di ruotare in testa e soggetti ad azioni trasversali in terreni coesivi (Broms, 1984).

Facendo ricorso a semplici equazioni di equilibrio ed imponendo la formazione di una cerniera plastica nelle sezioni che raggiungono un momento pari a  $M_y$ , è possibile calcolare il carico limite orizzontale corrispondente ai tre meccanismi di rottura:

$$H \lim = 9c_u D^2 \left( \frac{L}{D} - 1.5 \right) \quad \text{palo corto}$$

$$H \lim = -9c_u D^2 \left( \frac{L}{D} - 1.5 \right) + 9c_u D^2 \sqrt{2 \left( \frac{L}{D} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u D^3} + 4.5} \quad \text{palo intermedio}$$

$$H \lim = -13.5c_u D^2 + c_u D^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u D^3}} \quad \text{palo lungo}$$

Nel caso di palo scalzato (ove presente) e per il caso di palo lungo, il valore di  $H \lim$  si ottiene risolvendo le seguenti equazioni:

$$H \lim = 9c_u D \times (f - 1.5D)$$

$$H \lim \times (d_s + f) - 4.5c_u D (f - 1.5D)^2 - 2M_y = 0$$

Essendo:

$f$  la profondità della cerniera plastica dal piano di campagna

$d_s$  l'altezza della testa del palo rispetto al piano di campagna

#### 9.1.4.2 Unità a comportamento incoerente

Per un terreno incoerente si assume che la resistenza opposta dal terreno alla traslazione del palo vari linearmente con la profondità con legge:

$$p = 3 k_p \gamma z D$$

essendo:

$k_p$  il coefficiente di spinta passiva;

$z$  la profondità da piano campagna;

$\gamma$  il peso di volume del terreno, nel caso in cui il terreno sia sotto falda si assume  $\gamma'$ .



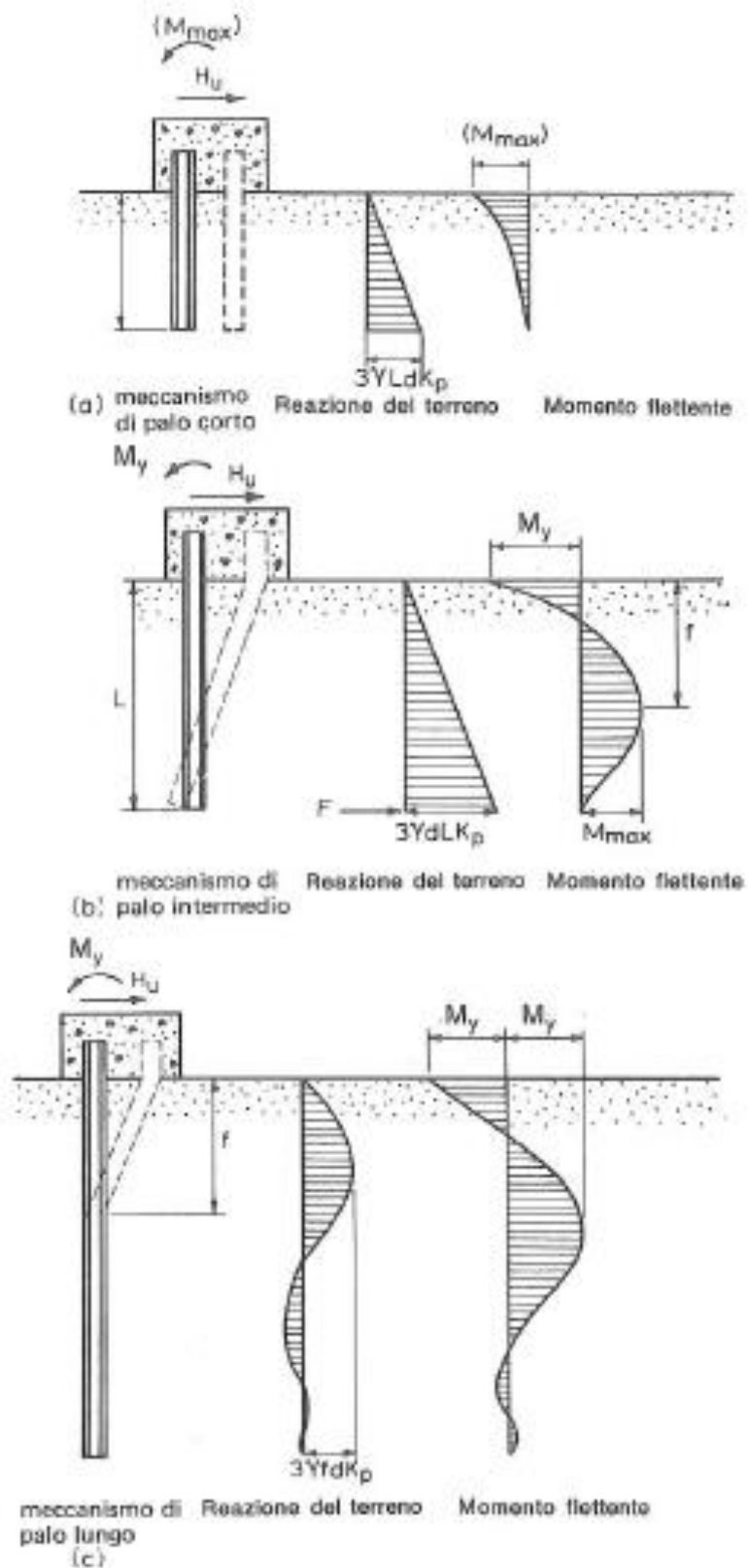


Figura 9.5 – Schemi di calcolo per pali impediti di ruotare in testa e soggetti ad azioni trasversali in terreni incoerenti (Broms, 1984).

I valori del carico limite corrispondenti ai diversi meccanismi di rottura sono di seguito riportati:

$$H \lim = 1.5k_p \gamma D^3 \left( \frac{L}{D} \right)^2 \quad \text{palo corto}$$

$$H \lim = \frac{1}{2} k_p \gamma D^3 \left( \frac{L}{D} \right)^2 + \frac{M_y}{L} \quad \text{palo intermedio}$$

$$H \lim = k_p \gamma D^3 \sqrt[3]{\left( 3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma D^4} \right)^2} \quad \text{palo lungo}$$

Nel caso di palo scalzato (ove presente) e per il caso di palo lungo, il valore di  $H \lim$  si ottiene risolvendo le seguenti equazioni:

$$H \lim = 1.5k_p \gamma D f^2$$

$$f^3 + 1.5Df^2 - \left( \frac{2M_y}{\gamma k_p D} \right) = 0$$

Essendo:

$f$  la profondità della cerniera plastica dal piano di campagna

$d_s$  l'altezza della testa del palo rispetto al piano di campagna

### 9.1.5 Verifiche SLU di collasso per carico limite della palificata nei riguardi del carico trasversale

La resistenza ai carichi trasversali  $R_{cd,gr}$  del gruppo di pali viene determinata in base alla seguente espressione:

$$R_{tr,dgr} = \eta n R_{tr,d1}$$

In cui:

$\eta_{tr}$  è l'efficienza del gruppo di pali;

$n$  Il numero complessivo di pali del gruppo.

$R_{tr,d1}$  la Resistenza di progetto allo SLU per il palo singolo definito in accordo a quanto illustrato nel paragrafo 9.1.1, per un valore del momento di plasticizzazione corrispondente allo sforzo normale medio agente sui pali della palificata

Il carico limite orizzontale di un gruppo può essere notevolmente inferiore alla somma dei valori relativi ai singoli pali; l'efficienza di un gruppo di pali rispetto ai carichi orizzontali è sempre inferiore all'unità.

Dalle "raccomandazioni sui pali di fondazione" AGI, 1984, si riporta quanto segue:

*"Sulla base dei risultati sperimentali disponibili sembra che l'efficienza tenda all'unità per un interasse fra i pali del gruppo pari a cinque volte il diametro dei pali; per interasse minore, l'efficienza diminuisce fino a 0.5."*

È possibile anche affermare che risulta più vantaggioso disporre il gruppo di pali normalmente alla direzione della forza orizzontale ovvero, a parità di numero di pali di un gruppo rettangolare resiste meglio se la forza orizzontale agisce parallelamente al lato corto.

Per il caso di interesse, relativo a pali disposti ad interasse non minore di 3 diametri si ritiene possibile considerare  $\eta_{tr} = 80\%$ .

Nel caso di gruppo di pali soggetti ad azioni orizzontali possono manifestarsi le due seguenti tipologie di interazione:

- interazione tra pali in linea, caricati in direzione parallela alla fila (Figura 9.6 - Schema A);
- interazione tra pali affiancati, caricati in direzione perpendicolare alla fila (Figura 9.9 - Schema B).

L'interazione del primo tipo si esplica in una diminuzione delle caratteristiche meccaniche del terreno retrostante il palo di testa della fila, con conseguente incremento degli spostamenti dei pali retrostanti.

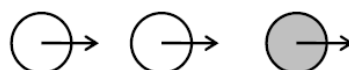


Figura 9.6 – Schema A – Pali in linea

Studi sperimentali condotti sull'argomento hanno mostrato che l'interazione dipende principalmente dalla posizione relativa dei pali. Molti autori (Dunnivant & O'Neill, 1986) raccomandano fattori di riduzione distinti per pali frontali e pali retrostanti. Tali fattori sono dati in funzione della spaziatura tra i pali nella direzione del carico.

I fattori di riduzione per pali frontali possono essere ricavati dalle indicazioni fornite in Figura 9.7.

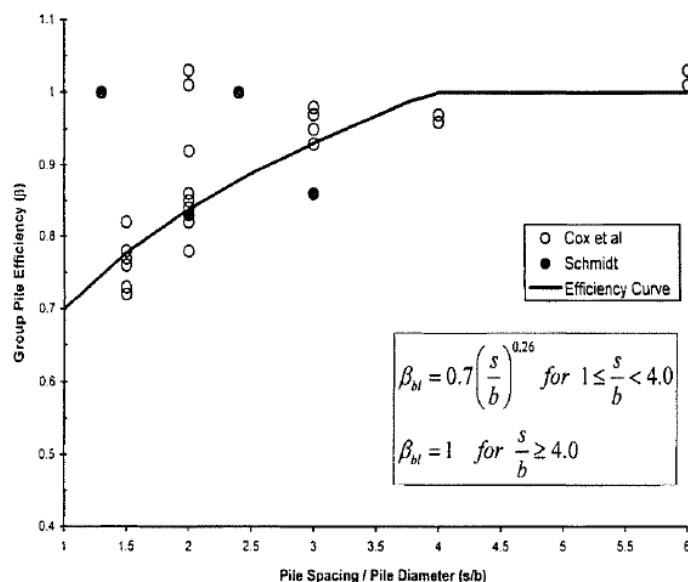


Figura 9.7 – Fattori di riduzione per pali disposti parallelamente alla direzione di carico – Pali frontali

I fattori di riduzione per pali retrostanti possono essere ricavati dalle indicazioni fornite in Figura 9.8.

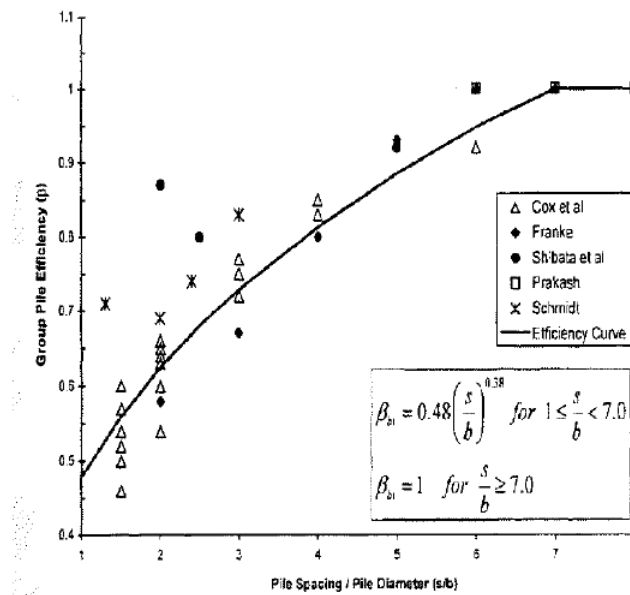


Figura 9.8 – Fattori di riduzione per pali disposti parallelamente alla direzione di carico – Pali retrostanti

L'interazione del secondo tipo si esplica invece con un incremento degli spostamenti del palo centrale per effetto della presenza dei pali laterali.

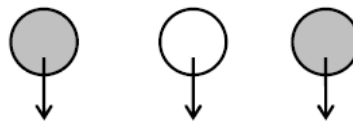


FIGURA 6-12: SCHEMA B – PALI AFFIANCATI

Figura 9.9 – Schema B – Pali affiancati

Tale riduzione di "p" in funzione del rapporto s/D (s = interasse dei pali, D = diametro del palo) può essere ricavata dalle indicazioni fornite in Figura 9.10.

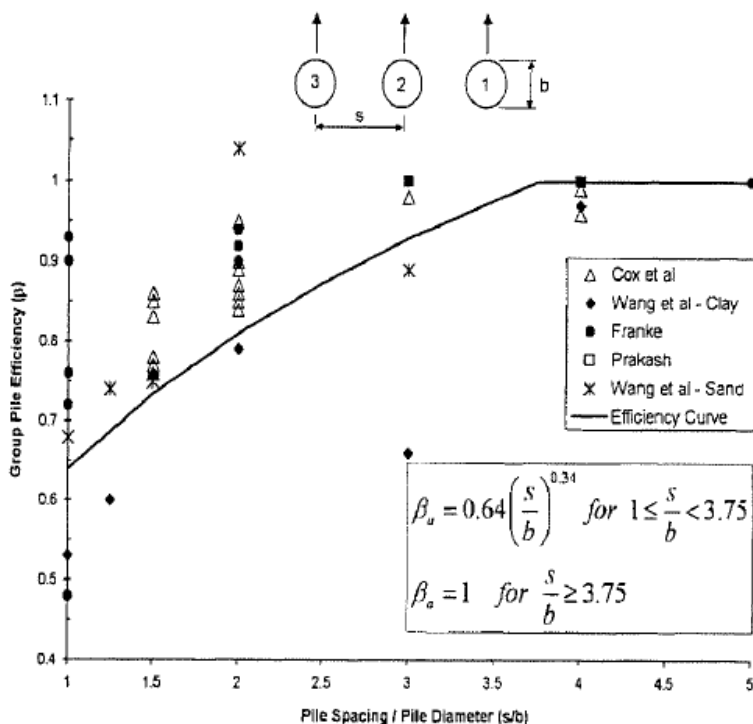


Figura 9.10 – Fattori di riduzione per pali disposti su file perpendicolari alla direzione del carico

Con riferimento alle geometrie maggiormente ricorrenti per i sistemi di fondazione profondi, gli incrementi medi delle sollecitazioni lungo i pali a causa degli effetti gruppo sono dell'ordine del 10-20%.

Nel caso in esame si considera un incremento massimo delle sollecitazioni sul palo singolo pari al 20%.

### 9.1.6 Verifiche SLE - Cedimenti del palo isolato

Il calcolo dei cedimenti del palo singolo è stato effettuato in accordo al metodo proposto da Poulos.

Il terreno viene assunto omogeneo con modulo di Young e coefficiente di Poisson costanti.

Il metodo distingue due casi:

- floating pile, ovvero "palo sospeso";
- end bearing, ovvero palo ammorsato su un terreno più rigido.

Per entrambi i casi, il cedimento in testa al palo può essere stimato con sufficiente accuratezza, nell'ipotesi di palo deformabile in un semispazio elastico, attraverso la seguente relazione:

$$w_1 = \frac{PI}{E_S d}$$

nella quale:

$w_1$  cedimento del palo isolato;

$P$  carico assiale applicato;

$I_{\text{floating pile}} = I_o \cdot R_k \cdot R_h \cdot R_v$ ;

End bearing =  $I_o \cdot R_K \cdot R_b \cdot R_v$ ;

$I_o$  fattore di influenza (per un palo rigido in un semispazio elastico per  $\nu = 0.5$ )

$R_K$  fattore correttivo che tiene conto della compressibilità del palo;

$R_h$  fattore correttivo che tiene conto della profondità (finita) del substrato rigido;

$R_b$  fattore correttivo caso End Bearing funzione del rapporto  $L/d$  e  $E_B/E_s$ ;

$R_v$  fattore correttivo del coefficiente di Poisson;

$h$  altezza totale dello strato di terreno;

$E_s$  modulo elastico del terreno (assunto un valore pari alla media pesata secondo lo spessore degli strati attraversati dal palo).

Di seguito si riporta il significato dei simboli per i parametri delle correlazioni grafiche:

$d_b$  diametro del palo alla base;

$d$  diametro del palo in testa;

$L$  lunghezza del palo;

$K$  rapporto tra i moduli di elasticità del materiale costituente il palo e del terreno.

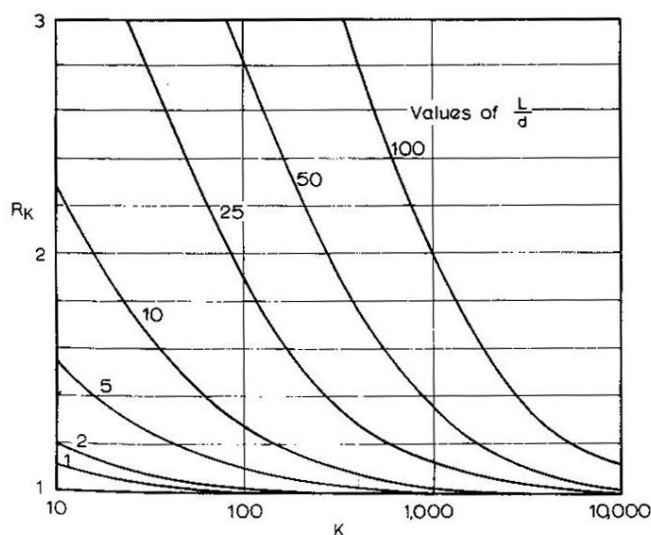
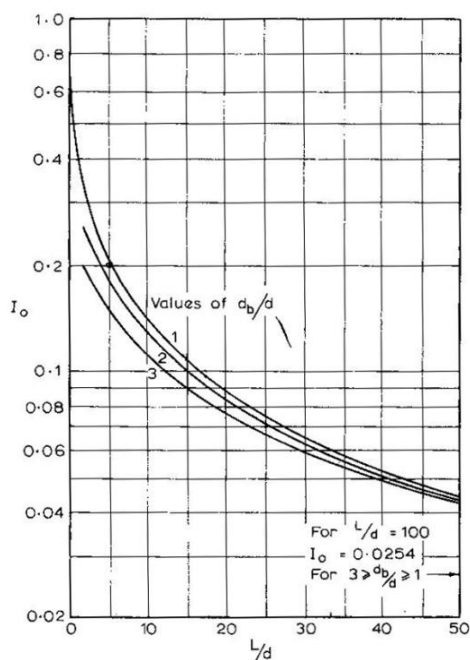


Figura 9.11 – fattori correttivi  $I_o$  ed  $R_K$

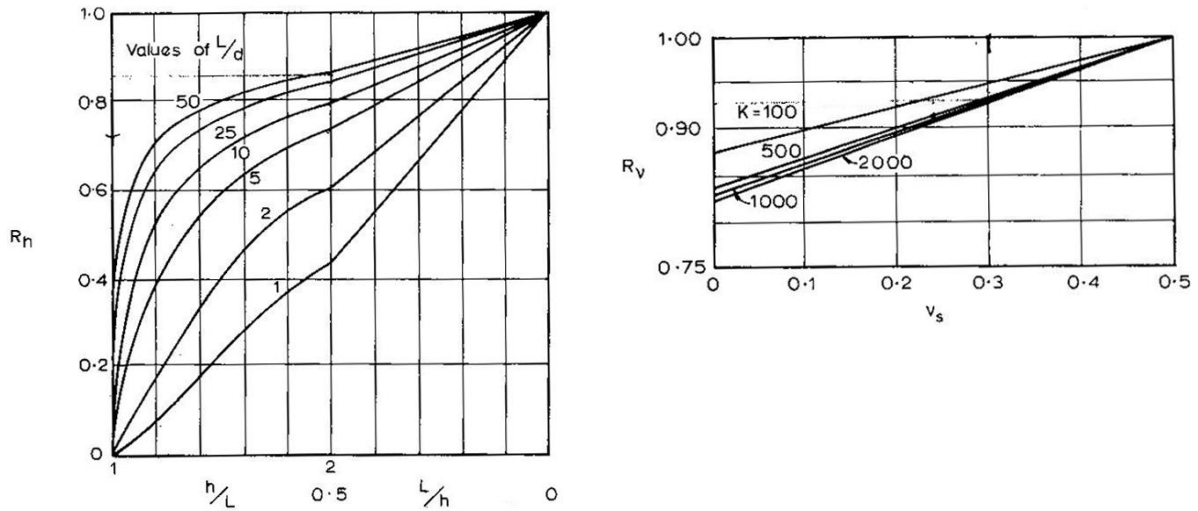


Figura 9.12 – fattori correttivi  $R_h$  ed  $R_v$

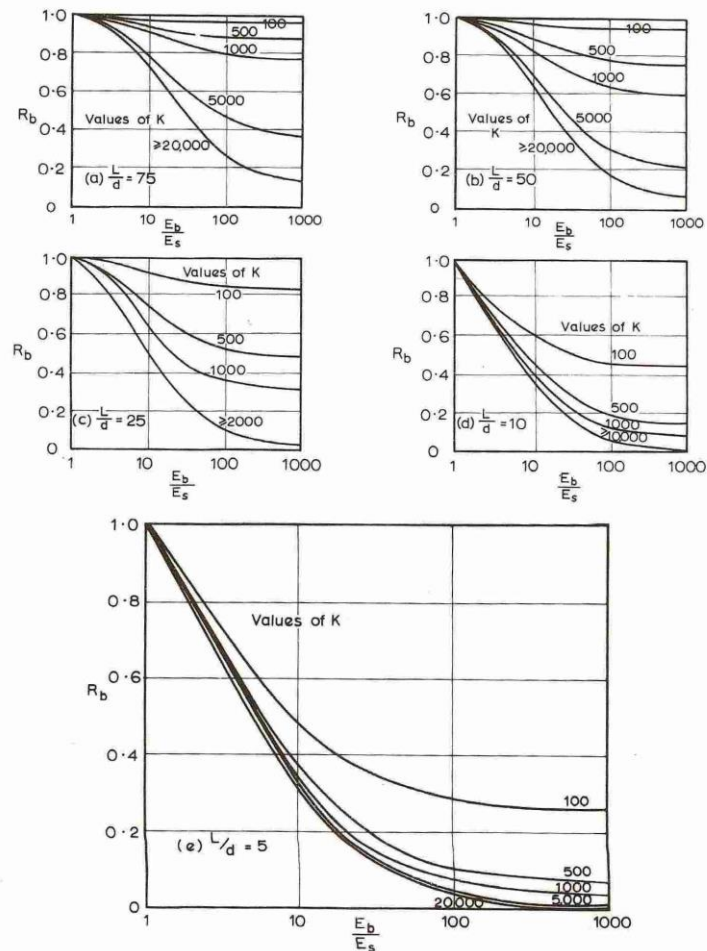



Figura 9.13 - fattore correttivo  $R_b$ : caso end-bearing

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 <b>anas</b> GRUPPO FS ITALIANE
CA-356	<i>Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu</i>	

### 9.1.7 Verifiche SLE - Cedimenti della palificata

Il calcolo dei cedimenti della palificata viene effettuato a partire dal cedimento del palo singolo  $w_1$  valutato a parità di carico medio per palo, attraverso la seguente espressione suggerita da AGI (1984), relativa al caso di pali trivellati:

$$w = w_1 \left( \frac{0.6B}{0.3B + 0.3} \right)^2$$

In cui B è la dimensione minima in pianta della palificata espressa in metri.

## 9.2 Applicazione al caso in esame

Si omettono le verifiche di stabilità globale delle fondazioni su pali del viadotto, che ricadono su aree in piano o a pendenza estremamente modesta.

### 9.2.1 Caratteristiche delle opere di fondazione su pali

Le fondazioni delle spalle sono di tipo indiretto su pali trivellati  $\phi 1200$ , collegati in testa da rigide zattere di fondazione di altezza pari a 1.5 m.

Per le spalle sono previsti pali disposti secondo una maglia rettangolare (8: 4 x 2), garantendo una distanza minima tra gli assi dei pali pari a 3.60 m (3D).

### 9.2.2 Parametri geotecnici e stratigrafie di progetto

Di seguito si riepilogano le stratigrafie ed i parametri geotecnici di progetto impiegati nel dimensionamento delle fondazioni su pali.

I primi 3.5 m sono caratterizzati da terreni vegetali e detriti con caratteristiche paragonabili a limi sabbiosi (LS).

Inoltre, è indicato il numero delle verticali indagate, utile al dimensionamento dei pali.

OPERA **PO01 - PONTE PARDU** Numero delle verticali indagate spinte a profondità utile al dimensionamento dei pali **1**

Allineamento: **SPALLE**

Profondità falda da piano di campagna **zw** m **19**

STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Strato n.	Da [m]	A [m]	Unità	PARAMETRI DI RESISTENZA											PARAMETRI DI DEFORMABILITA'			
				VALORI MEDI						VALORI MINIMI					G0 [MPa]	Eed [MPa]	Eoperativo [MPa]	
				$\gamma_{med}$ [kPa]	$q_{U,med}$ [kPa]	$c_{U,med}$ [kPa]	$c'_{med}$ [kPa]	$\phi'_{med}$ [°]	NSPT	$\gamma_{min}$ [kPa]	$q_{U,min}$ [kPa]	$c_{U,min}$ [kPa]	$c'_{min}$ [kPa]	$\phi'_{min}$ [°]				NSPT
1	0.00	3.50	LS	18.7		120		30.0	20	17.4		100		24.4	13			
2	3.50	30.00	SGL	19.1				34.0	75	17.6				31.0	48			

Tabella 9.2 – Stratigrafie e parametri geotecnici per il progetto delle fondazioni


### 9.2.3 Verifiche SLU di collasso per carico limite del palo singolo e della palificata nei riguardi del carico assiale di compressione e di trazione (sfilamento)

In allegato si riportano le curve Resistenza di progetto  $R_{cd}$  – Lunghezza del palo ( $L_p$ ), che consentono il dimensionamento della lunghezza del palo in funzione dei carichi di progetto  $F_{cd}$ .

I valori di  $F_{cd}$ ,  $F_{td}$  e  $F_{cdgr}$  considerati nelle verifiche, sono quelli illustrati nei capitoli relativi alle sottostrutture.

Le tabelle seguenti illustrano i risultati delle verifiche effettuate in termini di coefficienti di utilizzo, dati dal rapporto tra le azioni agenti e le resistenze di calcolo; affinché le verifiche siano soddisfatte è necessario che il valore del coefficiente di utilizzo sia non maggiore di uno.



Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA-356	<b>Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu</b>	

RIEPILOGO RISULTATI			PARAMETRI MEDI			PARAMETRI MINIMI			ENV			PALI SOGGETTI A TRAZIONE				
Stratigrafia	Allineamenti	Lp [m]	Rsd [kN]	Rbd [kN]	Rcd [kN]	Rsd [kN]	Rbd [kN]	Rcd [kN]	Rcd [kN]	Edc [kN]	c.u. %	Rtd [kN]	Rtd [kN]	Rtd [kN]	Edt [kN]	c.u. %
STR1	SPALLE	15.0	2720	2520	5139	2514	1602	3990	3990	3056	77%	2004	1886	1886	0	0%

Tabella 9.3 – Riepilogo risultati verifiche di collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi dei carichi assiali di compressione e di trazione (sfilamento)

RIEPILOGO RISULTATI					MEDI		MINIMI		ENV	
Stratigrafia	Allineamenti	D [m]	i [m]	npali	$\eta$ (%)	Rcd,gr med [kN]	Rcd,gr min [kN]	Rcd,gr [kN]	Edc [kN]	c.u. %
STR1	SPALLE	1.20	3.60	8	74%	30587	23747	23747	14837	62%

Tabella 9.4 – Riepilogo risultati verifiche di collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali di compressione

### 9.2.4 Verifiche SLU di collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi del carico trasversale

In allegato si riportano le curve Resistenza di progetto  $R_{tr,d}$  – Momento di plasticizzazione testa palo ( $MR_d$ ), che consentono il dimensionamento della lunghezza del palo in funzione dei carichi di progetto  $F_{tr,d}$ .

I valori di  $F_{tr,d}$  considerati nelle verifiche sono quelli illustrati nei capitoli relativi alle sottostrutture.

Per la verifica del palo singolo, come illustrato in precedenza, si considera un valore della forza trasversale di progetto SLU amplificata del 20% rispetto a quella fornita dalla risoluzione della palificata.

Il momento ultimo, considerato per la valutazione della resistenza media della palificata è quello corrispondente allo sforzo normale medio.


La tabella seguente illustra i risultati delle verifiche effettuate in termini di coefficienti di utilizzo, dati dal rapporto tra le azioni e le resistenze di calcolo; affinché le verifiche siano soddisfatte è necessario che il valore del coefficiente di utilizzo sia non maggiore di uno.

RIEPILOGO RISULTATI		PALO SINGOLO				PALIFICATA				
Stratigrafia	Allineamenti	My (kNm)	Rtr,d (kN)	Ftr,d (kN)	c.u.1	npali	$\eta$ (%)	Rtr,dgr (kN)	Ftr,dgr (kN)	c.u.gr
STR1	SPA	4204	418	324	77%	8	80%	2677	2592	97%

Tabella 9.5 – Riepilogo risultati verifiche di collasso per carico limite del palo singolo e della palificata nei riguardi dei carichi trasversali

### 9.2.5 Verifiche SLE - Cedimenti del palo singolo e della palificata

Nel caso in esame, date le caratteristiche delle formazioni di interesse, gli abbassamenti delle fondazioni indirette su pali sono da ritenersi trascurabili e pertanto non prese in considerazione

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA-356	<i>Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu</i>	

## **10 DICHIARAZIONE ACCETTABILITÀ RISULTATI (PAR. 10.2 N.T.C. 2018)**

### **10.1 Tipo di analisi svolte**

Le analisi strutturali e le verifiche per il dimensionamento delle strutture sono state condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatico.

Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato ricorrendo a modelli piani in cui gli elementi strutturali sono stati schematizzati come elementi monodimensionali di tipo "beam".

I vincoli esterni sono costituiti da semplici appoggi.

Le sollecitazioni sismiche sono calcolate attraverso analisi dinamica lineare.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui le opere saranno soggette.

### **10.2 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo**

#### ANALISI STRUTTURALE

Nome del Software: SAP2000 14 Advanced

Produttore CSI Computer & Structures, Inc 1995 University Avenue Berkley, CA

Licenza concessa a VIA INGEGNERIA s.r.l. – Licenza N° S15307

### **10.3 Affidabilità dei codici di calcolo**

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dai produttori del software contiene esaurienti descrizioni delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati con l'individuazione dei campi d'impiego.

### **10.4 Modalità di presentazione dei risultati**


Le relazioni di calcolo strutturale presentano i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. Le relazioni di calcolo illustrano in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

### **10.5 Informazioni generali sull'elaborazione**

Il codice di calcolo SAP2000 consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.


### **10.6 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati**

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA-356	<i>Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu</i>	

sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, il Progettista delle Strutture asserisce che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-356	<i>Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu</i>	

**11 ALLEGATO 1 – IMPALCATO - ANALISI STATICA GLOBALE –  
CARATTERISTICHE GEOMETRICO – INERZIALI IN FASE DI ANALISI**

LAVORO: SS128\_PO01- L=30.0 m - 2 TRAVI\_impalcato  
 Analisi della struttura - Caratteristiche geometrico-inerziali sezioni

Rck = 45 Mpa  
 n0 = 6.16  
 ninf = 14.96  
 nrif = 15.63


eps= 0.81 (c/t)max= 11.39

eps= 0.81 (c/t)max= 11.39

Sez	n.travi impalcato	Larghezza soletta impalcato	Dis.traverse impalcato	soletta	Piattabanda superiore								Anima		Piattabanda inferiore								Soletta in c.a. - larghezza collaborante										
					B1 (m)	H1 (m)	B2 (m)	H2 (m)	Beq (m)	Htot (m)	c/t	Classe	spw (m)	Hw (m)	B3 (m)	H3 (m)	B4 (m)	H4 (m)	Beq (m)	Htot (m)	c/t	Classe	Int tr sx (m)	bconn (m)	Int tr dx (m)	tipo campata	Lcampata (m)	b1 (m)	b2 (m)	bcoll (m)	Hc (m)	Hcr (m)	Brsup (m)
1	2	12.000	3.250	reagente	0.700	0.035	0.000	0.000	0.700	0.035	9.714	<4	0.020	1.625	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	11.000	<4	5.500	0.360	6.500	ca	30.000	2.570	3.070	6.000	0.240	0.070	0.540
2	2	12.000	3.250	reagente	0.700	0.035	0.000	0.000	0.700	0.035	9.714	<4	0.020	1.625	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	11.000	<4	5.500	0.360	6.500	ca	30.000	2.570	3.070	6.000	0.240	0.070	0.540
3	2	12.000	3.250	reagente	0.700	0.035	0.000	0.000	0.700	0.035	9.714	<4	0.020	1.625	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	11.000	<4	5.500	0.360	6.500	ca	30.000	2.570	3.070	6.000	0.240	0.070	0.540
4	2	12.000	3.250	reagente	0.700	0.035	0.000	0.000	0.700	0.035	9.714	<4	0.020	1.625	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	11.000	<4	5.500	0.360	6.500	ca	30.000	2.570	3.070	6.000	0.240	0.070	0.540
5	2	12.000	3.250	reagente	0.700	0.035	0.000	0.000	0.700	0.035	9.714	<4	0.020	1.625	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	11.000	<4	5.500	0.360	6.500	ca	30.000	2.570	3.070	6.000	0.240	0.070	0.540
6	2	12.000	3.250	reagente	0.700	0.035	0.600	0.030	0.654	0.065	4.891	<4	0.018	1.560	0.800	0.035	0.900	0.040	0.853	0.075	5.569	<4	5.500	0.360	6.500	ca	30.000	2.570	3.070	6.000	0.240	0.070	0.540
7	2	12.000	3.250	reagente	0.700	0.035	0.600	0.030	0.654	0.065	4.891	<4	0.018	1.560	0.800	0.035	0.900	0.040	0.853	0.075	5.569	<4	5.500	0.360	6.500	ca	30.000	2.570	3.070	6.000	0.240	0.070	0.540
8	2	12.000	3.250	reagente	0.700	0.035	0.600	0.030	0.654	0.065	4.891	<4	0.018	1.560	0.800	0.035	0.900	0.040	0.853	0.075	5.569	<4	5.500	0.360	6.500	ca	30.000	2.570	3.070	6.000	0.240	0.070	0.540
9	2	12.000	3.250	reagente	0.700	0.035	0.600	0.030	0.654	0.065	4.891	<4	0.018	1.560	0.800	0.035	0.900	0.040	0.853	0.075	5.569	<4	5.500	0.360	6.500	ca	30.000	2.570	3.070	6.000	0.240	0.070	0.540
10	2	12.000	3.250	reagente	0.700	0.035	0.600	0.030	0.654	0.065	4.891	<4	0.018	1.560	0.800	0.035	0.900	0.040	0.853	0.075	5.569	<4	5.500	0.360	6.500	ca	30.000	2.570	3.070	6.000	0.240	0.070	0.540
11	2	12.000	3.250	reagente	0.700	0.035	0.600	0.030	0.654	0.065	4.891	<4	0.018	1.560	0.800	0.035	0.900	0.040	0.853	0.075	5.569	<4	5.500	0.360	6.500	ca	30.000	2.570	3.070	6.000	0.240	0.070	0.540
12	2	12.000	3.250	reagente	0.700	0.035	0.000	0.000	0.700	0.035	9.714	<4	0.020	1.625	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	11.000	<4	5.500	0.360	6.500	ca	30.000	2.570	3.070	6.000	0.240	0.070	0.540
13	2	12.000	3.250	reagente	0.700	0.035	0.000	0.000	0.700	0.035	9.714	<4	0.020	1.625	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	11.000	<4	5.500	0.360	6.500	ca	30.000	2.570	3.070	6.000	0.240	0.070	0.540
14	2	12.000	3.250	reagente	0.700	0.035	0.000	0.000	0.700	0.035	9.714	<4	0.020	1.625	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	11.000	<4	5.500	0.360	6.500	ca	30.000	2.570	3.070	6.000	0.240	0.070	0.540
15	2	12.000	3.250	reagente	0.700	0.035	0.000	0.000	0.700	0.035	9.714	<4	0.020	1.625	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	11.000	<4	5.500	0.360	6.500	ca	30.000	2.570	3.070	6.000	0.240	0.070	0.540
16	2	12.000	3.250	reagente	0.700	0.035	0.000	0.000	0.700	0.035	9.714	<4	0.020	1.625	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	11.000	<4	5.500	0.360	6.500	ca	30.000	2.570	3.070	6.000	0.240	0.070	0.540

Analisi della struttura - Caratteristiche geometrico inerziali

Sez	Armatura soletta in c.a.					Trave isolata						Trave composta - n=ninf.					Trave composta - n=nrit.					Trave composta - n=n0										
	Brinf (m)	A (mq)	yGc (m)	Ix (m4)	As1 (mq)	Hs1 (m)	As2 (mq)	Hs2 (m)	As (mq)	yGs (m)	Ixs (m4)	Ha (m)	Aa (mq)	yGa (m)	Ixa (m4)	Iya (m4)	Ja (m4)	Ai (mq)	yG (m)	Ixi (m4)	Iyi (m4)	Ji (m4)	Ar (mq)	yG (m)	Ixr (m4)	Iyr (m4)	Ji (m4)	A0 (mq)	yG (m)	Ix0 (m4)	Iy0 (m4)	Ji (m4)
1	0.540	1.4778	0.186	0.007812351	0.00942	0.250	0.00942	0.100	0.018850	0.175	0.000106029	1.700	0.0930	0.749	0.047989	0.003432	0.000034	0.210626	1.383	0.115569	2.140743	0.000037	0.206381	1.373	0.11445	2.09111	0.000037	0.351655	1.585	0.137693	3.789806	0.000088
2	0.540	1.4778	0.186	0.007812351	0.00942	0.250	0.00942	0.100	0.018850	0.175	0.000106029	1.700	0.0930	0.749	0.047989	0.003432	0.000034	0.210626	1.383	0.115569	2.140743	0.000037	0.206381	1.373	0.11445	2.09111	0.000037	0.351655	1.585	0.137693	3.789806	0.000088
3	0.540	1.4778	0.186	0.007812351	0.00942	0.250	0.00942	0.100	0.018850	0.175	0.000106029	1.700	0.0930	0.749	0.047989	0.003432	0.000034	0.210626	1.383	0.115569	2.140743	0.000037	0.206381	1.373	0.11445	2.09111	0.000037	0.351655	1.585	0.137693	3.789806	0.000088
4	0.540	1.4778	0.186	0.007812351	0.00942	0.250	0.00942	0.100	0.018850	0.175	0.000106029	1.700	0.0930	0.749	0.047989	0.003432	0.000034	0.210626	1.383	0.115569	2.140743	0.000037	0.206381	1.373	0.11445	2.09111	0.000037	0.351655	1.585	0.137693	3.789806	0.000088
5	0.540	1.4778	0.186	0.007812351	0.00942	0.250	0.00942	0.100	0.018850	0.175	0.000106029	1.700	0.0930	0.749	0.047989	0.003432	0.000034	0.210626	1.383	0.115569	2.140743	0.000037	0.206381	1.373	0.11445	2.09111	0.000037	0.351655	1.585	0.137693	3.789806	0.000088
6	0.540	1.4778	0.186	0.007812351	0.00942	0.250	0.00942	0.100	0.018850	0.175	0.000106029	1.700	0.1346	0.723	0.074411	0.005465	0.000049	0.252206	1.264	0.15973	2.581965	0.000053	0.247961	1.254	0.158039	2.532332	0.000052	0.393235	1.487	0.195424	4.231028	0.000103
7	0.540	1.4778	0.186	0.007812351	0.00942	0.250	0.00942	0.100	0.018850	0.175	0.000106029	1.700	0.1346	0.723	0.074411	0.005465	0.000049	0.252206	1.264	0.15973	2.581965	0.000053	0.247961	1.254	0.158039	2.532332	0.000052	0.393235	1.487	0.195424	4.231028	0.000103
8	0.540	1.4778	0.186	0.007812351	0.00942	0.250	0.00942	0.100	0.018850	0.175	0.000106029	1.700	0.1346	0.723	0.074411	0.005465	0.000049	0.252206	1.264	0.15973	2.581965	0.000053	0.247961	1.254	0.158039	2.532332	0.000052	0.393235	1.487	0.195424	4.231028	0.000103
9	0.540	1.4778	0.186	0.007812351	0.00942	0.250	0.00942	0.100	0.018850	0.175	0.000106029	1.700	0.1346	0.723	0.074411	0.005465	0.000049	0.252206	1.264	0.15973	2.581965	0.000053	0.247961	1.254	0.158039	2.532332	0.000052	0.393235	1.487	0.195424	4.231028	0.000103
10	0.540	1.4778	0.186	0.007812351	0.00942	0.250	0.00942	0.100	0.018850	0.175	0.000106029	1.700	0.1346	0.723	0.074411	0.005465	0.000049	0.252206	1.264	0.15973	2.581965	0.000053	0.247961	1.254	0.158039	2.532332	0.000052	0.393235	1.487	0.195424	4.231028	0.000103
11	0.540	1.4778	0.186	0.007812351	0.00942	0.250	0.00942	0.100	0.018850	0.175	0.000106029	1.700	0.1346	0.723	0.074411	0.005465	0.000049	0.252206	1.264	0.15973	2.581965	0.000053	0.247961	1.254	0.158039	2.532332	0.000052	0.393235	1.487	0.195424	4.231028	0.000103
12	0.540	1.4778	0.186	0.007812351	0.00942	0.250	0.00942	0.100	0.018850	0.175	0.000106029	1.700	0.0930	0.749	0.047989	0.003432	0.000034	0.210626	1.383	0.115569	2.140743	0.000037	0.206381	1.373	0.11445	2.09111	0.000037	0.351655	1.585	0.137693	3.789806	0.000088
13	0.540	1.4778	0.186	0.007812351	0.00942	0.250	0.00942	0.100	0.018850	0.175	0.000106029	1.700	0.0930	0.749	0.047989	0.003432	0.000034	0.210626	1.383	0.115569	2.140743	0.000037	0.206381	1.373	0.11445	2.09111	0.000037	0.351655	1.585	0.137693	3.789806	0.000088
14	0.540	1.4778	0.186	0.007812351	0.00942	0.250	0.00942	0.100	0.018850	0.175	0.000106029	1.700	0.0930	0.749	0.047989	0.003432	0.000034	0.210626	1.383	0.115569	2.140743	0.000037	0.206381	1.373	0.11445	2.09111	0.000037	0.351655	1.585	0.137693	3.789806	0.000088
15	0.540	1.4778	0.186	0.007812351	0.00942	0.250	0.00942	0.100	0.018850	0.175	0.000106029	1.700	0.0930	0.749	0.047989	0.003432	0.000034	0.210626	1.383	0.115569	2.140743	0.000037	0.206381	1.373	0.11445	2.09111	0.000037	0.351655	1.585	0.137693	3.789806	0.000088
16	0.540	1.4778	0.186	0.007812351	0.00942	0.250	0.00942	0.100	0.018850	0.175	0.000106029	1.700	0.0930	0.749	0.047989	0.003432	0.000034	0.210626	1.383	0.115569	2.140743	0.000037	0.206381	1.373	0.11445	2.09111	0.000037	0.351655	1.585	0.137693	3.789806	0.000088

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 GRUPPO FS ITALIANE
CA-356	<i>Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu</i>	

**12 ALLEGATO 2 – IMPALCATO ANALISI STATICA GLOBALE –  
CARATTERISTICHE GEOMETRICO – INERZIALI IN FASE DI VERIFICA**

LAVORO: SS128\_PO01- L=30.0 m - 2 TRAVI\_impalcato  
 Verifica della struttura - Caratteristiche geometrico-inerziali sezioni interamente reagenti

Rck = 45 Mpa  
 n0 = 6.16  
 ninf = 14.96  
 nr1t = 15.63

eps= 0.814 (c/t)max= 11.39

eps= 0.814 (c/t)max= 11.39


Sez	FRAME	LOC (m)	Progr (m)	n.campata	X campata (m)	n.travi impalcato	Larghezza soletta impalcato	Dis.trave-asse impalcato	soletta	Piattabanda superiore				Anima		Piattabanda inferiore				Soletta in c.a. - larghezza collaborant																		
										B1 (m)	H1 (m)	B2 (m)	H2 (m)	Beq (m)	Htot (m)	c/t	Classe	spw (m)	Hw (m)	B3 (m)	H3 (m)	B4 (m)	H4 (m)	Beq (m)	Htot (m)	c/t	Classe	Int tr sx (m)	bconn (m)	Int tr dx (m)	tipo campata	Lsx (m)	Lcampata	Ldx (m)	b1 (m)	b2 (m)	bcoll (m)	
1	1	0.000	0.000	1	0.000	2	12.000	3.250	reagente	0.700	0.035	0.000	0.000	0.700	0.035	10.000	<4	0.020	1.625	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	11.000	<4	5.500	0.360	6.500	ca	30.000				2.570	3.070	4.962
2	1	0.700	0.700	1	0.700	2	12.000	3.250	reagente	0.700	0.035	0.000	0.000	0.700	0.035	10.000	<4	0.020	1.625	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	11.000	<4	5.500	0.360	6.500	ca	30.000				2.570	3.070	5.059
3	2	0.000	0.700	1	0.700	2	12.000	3.250	reagente	0.700	0.035	0.000	0.000	0.700	0.035	10.000	<4	0.020	1.625	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	11.000	<4	5.500	0.360	6.500	ca	30.000				2.570	3.070	5.059
4	2	2.520	3.220	1	3.220	2	12.000	3.250	reagente	0.700	0.035	0.000	0.000	0.700	0.035	10.000	<4	0.020	1.625	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	11.000	<4	5.500	0.360	6.500	ca	30.000				2.570	3.070	5.408
5	3	0.000	3.220	1	3.220	2	12.000	3.250	reagente	0.700	0.035	0.000	0.000	0.700	0.035	10.000	<4	0.020	1.625	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	11.000	<4	5.500	0.360	6.500	ca	30.000				2.570	3.070	5.408
6	3	2.500	5.720	1	5.720	2	12.000	3.250	reagente	0.700	0.035	0.000	0.000	0.700	0.035	10.000	<4	0.020	1.625	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	11.000	<4	5.500	0.360	6.500	ca	30.000				2.570	3.070	5.754
7	4	0.000	5.720	1	5.720	2	12.000	3.250	reagente	0.700	0.035	0.000	0.000	0.700	0.035	10.000	<4	0.020	1.625	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	11.000	<4	5.500	0.360	6.500	ca	30.000				2.570	3.070	5.754
8	4	2.500	8.220	1	8.220	2	12.000	3.250	reagente	0.700	0.035	0.000	0.000	0.700	0.035	10.000	<4	0.020	1.625	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	11.000	<4	5.500	0.360	6.500	ca	30.000				2.570	3.070	6.000
9	5	0.000	8.220	1	8.220	2	12.000	3.250	reagente	0.700	0.035	0.000	0.000	0.700	0.035	10.000	<4	0.020	1.625	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	11.000	<4	5.500	0.360	6.500	ca	30.000				2.570	3.070	6.000
10	5	0.780	9.000	1	9.000	2	12.000	3.250	reagente	0.700	0.035	0.000	0.000	0.700	0.035	10.000	<4	0.020	1.625	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	11.000	<4	5.500	0.360	6.500	ca	30.000				2.570	3.070	6.000
11	6	0.000	9.000	1	9.000	2	12.000	3.250	reagente	0.700	0.035	0.600	0.030	0.654	0.065	5.030	<4	0.018	1.560	0.800	0.035	0.900	0.040	0.853	0.075	5.569	<4	5.500	0.360	6.500	ca	30.000				2.570	3.070	6.000
12	6	1.720	10.720	1	10.720	2	12.000	3.250	reagente	0.700	0.035	0.600	0.030	0.654	0.065	5.030	<4	0.018	1.560	0.800	0.035	0.900	0.040	0.853	0.075	5.569	<4	5.500	0.360	6.500	ca	30.000				2.570	3.070	6.000
13	7	0.000	10.720	1	10.720	2	12.000	3.250	reagente	0.700	0.035	0.600	0.030	0.654	0.065	5.030	<4	0.018	1.560	0.800	0.035	0.900	0.040	0.853	0.075	5.569	<4	5.500	0.360	6.500	ca	30.000				2.570	3.070	6.000
14	7	2.500	13.220	1	13.220	2	12.000	3.250	reagente	0.700	0.035	0.600	0.030	0.654	0.065	5.030	<4	0.018	1.560	0.800	0.035	0.900	0.040	0.853	0.075	5.569	<4	5.500	0.360	6.500	ca	30.000				2.570	3.070	6.000
15	8	0.000	13.220	1	13.220	2	12.000	3.250	reagente	0.700	0.035	0.600	0.030	0.654	0.065	5.030	<4	0.018	1.560	0.800	0.035	0.900	0.040	0.853	0.075	5.569	<4	5.500	0.360	6.500	ca	30.000				2.570	3.070	6.000
16	8	2.500	15.720	1	15.720	2	12.000	3.250	reagente	0.700	0.035	0.600	0.030	0.654	0.065	5.030	<4	0.018	1.560	0.800	0.035	0.900	0.040	0.853	0.075	5.569	<4	5.500	0.360	6.500	ca	30.000				2.570	3.070	6.000
17	9	0.000	15.720	1	15.720	2	12.000	3.250	reagente	0.700	0.035	0.600	0.030	0.654	0.065	5.030	<4	0.018	1.560	0.800	0.035	0.900	0.040	0.853	0.075	5.569	<4	5.500	0.360	6.500	ca	30.000				2.570	3.070	6.000
18	9	2.500	18.220	1	18.220	2	12.000	3.250	reagente	0.700	0.035	0.600	0.030	0.654	0.065	5.030	<4	0.018	1.560	0.800	0.035	0.900	0.040	0.853	0.075	5.569	<4	5.500	0.360	6.500	ca	30.000				2.570	3.070	6.000
19	10	0.000	18.220	1	18.220	2	12.000	3.250	reagente	0.700	0.035	0.600	0.030	0.654	0.065	5.030	<4	0.018	1.560	0.800	0.035	0.900	0.040	0.853	0.075	5.569	<4	5.500	0.360	6.500	ca	30.000				2.570	3.070	6.000
20	10	2.500	20.720	1	20.720	2	12.000	3.250	reagente	0.700	0.035	0.600	0.030	0.654	0.065	5.030	<4	0.018	1.560	0.800	0.035	0.900	0.040	0.853	0.075	5.569	<4	5.500	0.360	6.500	ca	30.000				2.570	3.070	6.000
21	11	0.000	20.720	1	20.720	2	12.000	3.250	reagente	0.700	0.035	0.600	0.030	0.654	0.065	5.030	<4	0.018	1.560	0.800	0.035	0.900	0.040	0.853	0.075	5.569	<4	5.500	0.360	6.500	ca	30.000				2.570	3.070	6.000
22	11	0.280	21.000	1	21.000	2	12.000	3.250	reagente	0.700	0.035	0.600	0.030	0.654	0.065	5.030	<4	0.018	1.560	0.800	0.035	0.900	0.040	0.853	0.075	5.569	<4	5.500	0.360	6.500	ca	30.000				2.570	3.070	6.000
23	12	0.000	21.000	1	21.000	2	12.000	3.250	reagente	0.700	0.035	0.000	0.000	0.700	0.035	10.000	<4	0.020	1.625	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	11.000	<4	5.500	0.360	6.500	ca	30.000				2.570	3.070	6.000
24	12	2.220	23.220	1	23.220	2	12.000	3.250	reagente	0.700	0.035	0.000	0.000	0.700	0.035	10.000	<4	0.020	1.625	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	11.000	<4	5.500	0.360	6.500	ca	30.000				2.570	3.070	5.900
25	13	0.000	23.220	1	23.220	2	12.000	3.250	reagente	0.700	0.035	0.000	0.000	0.700	0.035	10.000	<4	0.020	1.625	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	11.000	<4	5.500	0.360	6.500	ca	30.000				2.570	3.070	5.900
26	13	2.500	25.720	1	25.720	2	12.000	3.250	reagente	0.700	0.035	0.000	0.000	0.700	0.035	10.000	<4	0.020	1.625	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	11.000	<4	5.500	0.360	6.500	ca	30.000				2.570	3.070	5.554
27	14	0.000	25.720	1	25.720	2	12.000	3.250	reagente	0.700	0.035	0.000	0.000	0.700	0.035	10.000	<4	0.020	1.625	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	11.000	<4	5.500	0.360	6.500	ca	30.000				2.570	3.070	5.554
28	14	2.500	28.220	1	28.220	2	12.000	3.250	reagente	0.700	0.035	0.000	0.000	0.700	0.035	10.000	<4	0.020	1.625	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	11.000	<4	5.500	0.360	6.500	ca	30.000				2.570	3.070	5.208
29	15	0.000	28.220	1	28.220	2	12.000	3.250	reagente	0.700	0.035	0.000	0.000	0.700	0.035	10.000	<4	0.020	1.625	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	11.000	<4	5.500	0.360	6.500	ca	30.000				2.570	3.070	5.208
30	15	1.080	29.300	1	29.300	2	12.000	3.250	reagente	0.700	0.035	0.000	0.000	0.700	0.035	10.000	<4	0.020	1.625	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	11.000	<4	5.500	0.360	6.500	ca	30.000				2.570	3.070	5.059
31	16	0.000	29.300	1	29.300	2	12.000	3.250	reagente	0.700	0.035	0.000	0.000	0.700	0.035	10.000	<4	0.020	1.625	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	11.000	<4	5.500	0.360	6.500	ca	30.000				2.570	3.070	5.059
32	16	0.700	30.000	1	30.000	2	12.000	3.250	reagente	0.700	0.035	0.000	0.000	0.700	0.035	10.000	<4	0.020	1.625	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	11.000	<4	5.500	0.360	6.500	ca	30.000				2.570	3.070	4.962



Verifica della struttura - Caratteristiche geometrico inerziali


Sez	e							Armatura soletta in c.a.							Trave isolata										Trave composta - n=ninf.												
	Hc (m)	Hcr (m)	Brsup (m)	Brinf (m)	A (mq)	yGc (m)	Ix (m4)	As1 (mq)	Hs1 (m)	As2 (mq)	Hs2 (m)	As (mq)	yGs (m)	Ixs (m4)	Ha (m)	Aa (mq)	yGa (m)	Ixa (m4)	Iya (m4)	Ja (m4)	Aw (mq)	Sx/lx B (m-1)	Sx/lx C (m-1)	WA (m3)	WB (m3)	WC (m3)	WD (m3)	Ai (mq)	yG (m)	yG-yGc (m)	Ixi (m4)	Iyi (m4)	Ji (m4)	Sx/lx (m-1)	WAI (m3)	WBI (m3)	WCI (m3)
1	0.240	0.070	0.540	0.540	1.2287	0.185	0.006612	0.0075	0.250	0.0075	0.100	0.015080	0.175	8.48232E-05	1.700	0.0930	0.749	0.047989	0.003432	0.000034	0.032500	0.546800	0.476637	0.064079	0.067695	0.052384	0.050456	0.190205	1.329	0.546	0.109716	2.140743	0.000037	0.491560	0.082567	0.085130	0.326356
2	0.240	0.070	0.540	0.540	1.2519	0.185	0.006724	0.0079	0.250	0.0079	0.100	0.015708	0.175	8.83575E-05	1.700	0.0930	0.749	0.047989	0.003432	0.000034	0.032500	0.546800	0.476637	0.064079	0.067695	0.052384	0.050456	0.192387	1.335	0.540	0.110397	2.140743	0.000037	0.493853	0.082686	0.085240	0.334668
3	0.240	0.070	0.540	0.540	1.2519	0.185	0.006724	0.0079	0.250	0.0079	0.100	0.015708	0.175	8.83575E-05	1.700	0.0930	0.749	0.047989	0.003432	0.000034	0.032500	0.546800	0.476637	0.064079	0.067695	0.052384	0.050456	0.192387	1.335	0.540	0.110397	2.140743	0.000037	0.493853	0.082686	0.085240	0.334668
4	0.240	0.070	0.540	0.540	1.3356	0.186	0.007127	0.0085	0.250	0.0085	0.100	0.016965	0.175	9.54261E-05	1.700	0.0930	0.749	0.047989	0.003432	0.000034	0.032500	0.546800	0.476637	0.064079	0.067695	0.052384	0.050456	0.199239	1.354	0.521	0.112447	2.140743	0.000037	0.500549	0.083041	0.085569	0.361704
5	0.240	0.070	0.540	0.540	1.3356	0.186	0.007127	0.0085	0.250	0.0085	0.100	0.016965	0.175	9.54261E-05	1.700	0.0930	0.749	0.047989	0.003432	0.000034	0.032500	0.546800	0.476637	0.064079	0.067695	0.052384	0.050456	0.199239	1.354	0.521	0.112447	2.140743	0.000037	0.500549	0.083041	0.085569	0.361704
6	0.240	0.070	0.540	0.540	1.4187	0.186	0.007528	0.0088	0.250	0.0088	0.100	0.017593	0.175	9.89604E-05	1.700	0.0930	0.749	0.047989	0.003432	0.000034	0.032500	0.546800	0.476637	0.064079	0.067695	0.052384	0.050456	0.205418	1.370	0.505	0.114189	2.140743	0.000037	0.506005	0.083338	0.085844	0.387331
7	0.240	0.070	0.540	0.540	1.4187	0.186	0.007528	0.0088	0.250	0.0088	0.100	0.017593	0.175	9.89604E-05	1.700	0.0930	0.749	0.047989	0.003432	0.000034	0.032500	0.546800	0.476637	0.064079	0.067695	0.052384	0.050456	0.205418	1.370	0.505	0.114189	2.140743	0.000037	0.506005	0.083338	0.085844	0.387331
8	0.240	0.070	0.540	0.540	1.4778	0.186	0.007812	0.0094	0.250	0.0094	0.100	0.018850	0.175	0.000106029	1.700	0.0930	0.749	0.047989	0.003432	0.000034	0.032500	0.546800	0.476637	0.064079	0.067695	0.052384	0.050456	0.210626	1.383	0.492	0.115569	2.140743	0.000037	0.510236	0.083566	0.086056	0.409753
9	0.240	0.070	0.540	0.540	1.4778	0.186	0.007812	0.0094	0.250	0.0094	0.100	0.018850	0.175	0.000106029	1.700	0.0930	0.749	0.047989	0.003432	0.000034	0.032500	0.546800	0.476637	0.064079	0.067695	0.052384	0.050456	0.210626	1.383	0.492	0.115569	2.140743	0.000037	0.510236	0.083566	0.086056	0.409753
10	0.240	0.070	0.540	0.540	1.4778	0.186	0.007812	0.0094	0.250	0.0094	0.100	0.018850	0.175	0.000106029	1.700	0.0930	0.749	0.047989	0.003432	0.000034	0.032500	0.546800	0.476637	0.064079	0.067695	0.052384	0.050456	0.210626	1.383	0.492	0.115569	2.140743	0.000037	0.510236	0.083566	0.086056	0.409753
11	0.240	0.070	0.540	0.540	1.4778	0.186	0.007812	0.0094	0.250	0.0094	0.100	0.018850	0.175	0.000106029	1.700	0.1346	0.723	0.074411	0.005465	0.000049	0.028080	0.590261	0.540332	0.102965	0.114887	0.081564	0.076139	0.252206	1.264	0.611	0.15973	2.581965	0.000053	0.456446	0.126325	0.134291	0.431046
12	0.240	0.070	0.540	0.540	1.4778	0.186	0.007812	0.0094	0.250	0.0094	0.100	0.018850	0.175	0.000106029	1.700	0.1346	0.723	0.074411	0.005465	0.000049	0.028080	0.590261	0.540332	0.102965	0.114887	0.081564	0.076139	0.252206	1.264	0.611	0.15973	2.581965	0.000053	0.456446	0.126325	0.134291	0.431046
13	0.240	0.070	0.540	0.540	1.4778	0.186	0.007812	0.0094	0.250	0.0094	0.100	0.018850	0.175	0.000106029	1.700	0.1346	0.723	0.074411	0.005465	0.000049	0.028080	0.590261	0.540332	0.102965	0.114887	0.081564	0.076139	0.252206	1.264	0.611	0.15973	2.581965	0.000053	0.456446	0.126325	0.134291	0.431046
14	0.240	0.070	0.540	0.540	1.4778	0.186	0.007812	0.0094	0.250	0.0094	0.100	0.018850	0.175	0.000106029	1.700	0.1346	0.723	0.074411	0.005465	0.000049	0.028080	0.590261	0.540332	0.102965	0.114887	0.081564	0.076139	0.252206	1.264	0.611	0.15973	2.581965	0.000053	0.456446	0.126325	0.134291	0.431046
15	0.240	0.070	0.540	0.540	1.4778	0.186	0.007812	0.0094	0.250	0.0094	0.100	0.018850	0.175	0.000106029	1.700	0.1346	0.723	0.074411	0.005465	0.000049	0.028080	0.590261	0.540332	0.102965	0.114887	0.081564	0.076139	0.252206	1.264	0.611	0.15973	2.581965	0.000053	0.456446	0.126325	0.134291	0.431046
16	0.240	0.070	0.540	0.540	1.4778	0.186	0.007812	0.0094	0.250	0.0094	0.100	0.018850	0.175	0.000106029	1.700	0.1346	0.723	0.074411	0.005465	0.000049	0.028080	0.590261	0.540332	0.102965	0.114887	0.081564	0.076139	0.252206	1.264	0.611	0.15973	2.581965	0.000053	0.456446	0.126325	0.134291	0.431046
17	0.240	0.070	0.540	0.540	1.4778	0.186	0.007812	0.0094	0.250	0.0094	0.100	0.018850	0.175	0.000106029	1.700	0.1346	0.723	0.074411	0.005465	0.000049	0.028080	0.590261	0.540332	0.102965	0.114887	0.081564	0.076139	0.252206	1.264	0.611	0.15973	2.581965	0.000053	0.456446	0.126325	0.134291	0.431046
18	0.240	0.070	0.540	0.540	1.4778	0.186	0.007812	0.0094	0.250	0.0094	0.100	0.018850	0.175	0.000106029	1.700	0.1346	0.723	0.074411	0.005465	0.000049	0.028080	0.590261	0.540332	0.102965	0.114887	0.081564	0.076139	0.252206	1.264	0.611	0.15973	2.581965	0.000053	0.456446	0.126325	0.134291	0.431046
19	0.240	0.070	0.540	0.540	1.4778	0.186	0.007812	0.0094	0.250	0.0094	0.100	0.018850	0.175	0.000106029	1.700	0.1346	0.723	0.074411	0.005465	0.000049	0.028080	0.590261	0.540332	0.102965	0.114887	0.081564	0.076139	0.252206	1.264	0.611	0.15973	2.581965	0.000053	0.456446	0.126325	0.134291	0.431046
20	0.240	0.070	0.540	0.540	1.4778	0.186	0.007812	0.0094	0.250	0.0094	0.100	0.018850	0.175	0.000106029	1.700	0.1346	0.723	0.074411	0.005465	0.000049	0.028080	0.590261	0.540332	0.102965	0.114887	0.081564	0.076139	0.252206	1.264	0.611	0.15973	2.581965	0.000053	0.456446	0.126325	0.134291	0.431046
21	0.240	0.070	0.540	0.540	1.4778	0.186	0.007812	0.0094	0.250	0.0094	0.100	0.018850	0.175	0.000106029	1.700	0.1346	0.723	0.074411	0.005465	0.000049	0.028080	0.590261	0.540332	0.102965	0.114887	0.081564	0.076139	0.252206	1.264	0.611	0.15973	2.581965	0.000053	0.456446	0.126325	0.134291	0.431046
22	0.240	0.070	0.540	0.540	1.4778	0.186	0.007812	0.0094	0.250	0.0094	0.100	0.018850	0.175	0.000106029	1.700	0.1346	0.723	0.074411	0.005465	0.000049	0.028080	0.590261	0.540332	0.102965	0.114887	0.081564	0.076139	0.252206	1.264	0.611	0.15973	2.581965	0.000053	0.456446	0.126325	0.134291	0.431046
23	0.240	0.070	0.540	0.540	1.4778	0.186	0.007812	0.0094	0.250	0.0094	0.100	0.018850	0.175	0.000106029	1.700	0.0930	0.749	0.047989	0.003432	0.000034	0.032500	0.546800	0.476637	0.064079	0.067695	0.052384	0.050456	0.210626	1.383	0.492	0.115569	2.140743	0.000037	0.510236	0.083566	0.086056	0.409753
24	0.240	0.070	0.540	0.540	1.4539	0.186	0.007697	0.0091	0.250	0.0091	0.100	0.018221	0.175	0.000102495	1.700	0.0930	0.749	0.047989	0.003432	0.000034	0.032500	0.546800	0.476637	0.064079	0.067695	0.052384	0.050456	0.208399	1.378	0.497	0.114988	2.140743	0.000037	0.508466	0.083471	0.085967	0.400074
25	0.240	0.070	0.540	0.540	1.4539	0.186	0.007697	0.0091	0.250	0.0091	0.100	0.018221	0.175	0.000102495	1.700	0.0930	0.749	0.047989	0.003432	0.000034	0.032500	0.546800	0.476637	0.064079	0.067695	0.052384	0.050456	0.208399	1.378	0.497	0.114988	2.140743	0.000037	0.508466	0.083471	0.085967	0.400074
26	0.240	0.070	0.540	0.540	1.3708	0.186	0.007297	0.0085	0.250	0.0085	0.100	0.016965	0.175	9.54261E-05	1.700	0.0930	0.749	0.047989	0.003432	0.000034	0.032500	0.546800	0.476637	0.064079	0.067695	0.052384	0.050456	0.201592	1.360	0.515	0.113127	2.140743	0.000037	0.502686	0.083159	0.085678	0.371362
27	0.240	0.070																																			

Sez	Trave composta - n=nr1.															Trave composta - n=n0																			
	WDI (m3)	WAS2i (mc)	WAS1i (mc)	WEI (m3)	WFI (mc)	Ar (mq)	yG (m)	yG-yGc (m)	lXr (m4)	lYr (m4)	Ji (m4)	Sx/lx (m-1)	WAr (m3)	WBr (m3)	WCr (m3)	WDr (m3)	WAS2r (mc)	WAS1r (mc)	WEr (m3)	WFr (mc)	A0 (mq)	yG (m)	yG-yGc (m)	lX0 (m4)	lY0 (m4)	Ji (m4)	Sx/lx (m-1)	WA0 (m3)	WB0 (m3)	WC0 (m3)	WD0 (m3)	WAS20 (mc)	WAS10 (mc)	WE0 (m3)	WF0 (mc)
1	0.295583	0.232851	0.176624	3.720591	2.409727	0.186676	1.318	0.557	0.108584	2.09111	0.000037	0.487677	0.082367	0.084944	0.313189	0.284471	0.225416	0.171891	3.757932	2.454047	0.30746	1.541	0.334	0.132805	3.789806	0.000088	0.554698	0.086180	0.088477	1.071126	0.835323	0.512788	0.324718	3.574053	1.745060
2	0.302565	0.237479	0.179545	3.798039	2.447362	0.188791	1.325	0.550	0.109268	2.09111	0.000037	0.490035	0.082488	0.085056	0.321048	0.291111	0.229869	0.174731	3.835578	2.492409	0.311862	1.546	0.329	0.133349	3.789806	0.000088	0.555850	0.086259	0.088550	1.119719	0.865388	0.524807	0.329997	3.667079	1.770687
3	0.302565	0.237479	0.179545	3.798039	2.447362	0.188791	1.325	0.550	0.109268	2.09111	0.000037	0.490035	0.082488	0.085056	0.321048	0.291111	0.229869	0.174731	3.835578	2.492409	0.311862	1.546	0.329	0.133349	3.789806	0.000088	0.555850	0.086259	0.088550	1.119719	0.865388	0.524807	0.329997	3.667079	1.770687
4	0.325103	0.252191	0.188707	4.045210	2.564990	0.195403	1.344	0.531	0.111322	2.09111	0.000037	0.496892	0.082848	0.085390	0.346455	0.312424	0.243957	0.183604	4.082118	2.611785	0.326701	1.561	0.314	0.135086	3.789806	0.000088	0.559422	0.086512	0.088786	1.304933	0.975213	0.566353	0.347695	3.992272	1.856033
5	0.325103	0.252191	0.188707	4.045210	2.564990	0.195403	1.344	0.531	0.111322	2.09111	0.000037	0.496892	0.082848	0.085390	0.346455	0.312424	0.243957	0.183604	4.082118	2.611785	0.326701	1.561	0.314	0.135086	3.789806	0.000088	0.559422	0.086512	0.088786	1.304933	0.975213	0.566353	0.347695	3.992272	1.856033
6	0.346227	0.265673	0.196942	4.273000	2.670148	0.201343	1.360	0.515	0.113062	2.09111	0.000037	0.502465	0.083149	0.085669	0.370396	0.332294	0.256815	0.191550	4.308330	2.718164	0.340804	1.575	0.300	0.136608	3.789806	0.000088	0.562427	0.086732	0.088993	1.518669	1.093279	0.607274	0.364334	4.318203	1.935485
7	0.346227	0.265673	0.196942	4.273000	2.670148	0.201343	1.360	0.515	0.113062	2.09111	0.000037	0.502465	0.083149	0.085669	0.370396	0.332294	0.256815	0.191550	4.308330	2.718164	0.340804	1.575	0.300	0.136608	3.789806	0.000088	0.562427	0.086732	0.088993	1.518669	1.093279	0.607274	0.364334	4.318203	1.935485
8	0.364518	0.277113	0.203809	4.467258	2.757425	0.206381	1.373	0.502	0.11445	2.09111	0.000037	0.506816	0.083381	0.085884	0.391427	0.349581	0.267787	0.198219	4.502297	2.807026	0.351655	1.585	0.290	0.137693	3.789806	0.000088	0.564523	0.086888	0.089138	1.714996	1.194342	0.639576	0.376944	4.579532	1.995192
9	0.364518	0.277113	0.203809	4.467258	2.757425	0.206381	1.373	0.502	0.11445	2.09111	0.000037	0.506816	0.083381	0.085884	0.391427	0.349581	0.267787	0.198219	4.502297	2.807026	0.351655	1.585	0.290	0.137693	3.789806	0.000088	0.564523	0.086888	0.089138	1.714996	1.194342	0.639576	0.376944	4.579532	1.995192
10	0.364518	0.277113	0.203809	4.467258	2.757425	0.206381	1.373	0.502	0.11445	2.09111	0.000037	0.506816	0.083381	0.085884	0.391427	0.349581	0.267787	0.198219	4.502297	2.807026	0.351655	1.585	0.290	0.137693	3.789806	0.000088	0.564523	0.086888	0.089138	1.714996	1.194342	0.639576	0.376944	4.579532	1.995192
11	0.366720	0.298247	0.232991	4.726864	3.205267	0.247961	1.254	0.621	0.158039	2.532332	0.000052	0.452268	0.126049	0.134069	0.414580	0.354187	0.289342	0.227002	4.786099	3.267113	0.393235	1.487	0.388	0.195424	4.231028	0.000103	0.526598	0.131390	0.138367	1.323706	0.919063	0.625090	0.422417	4.260985	2.304289
12	0.366720	0.298247	0.232991	4.726864	3.205267	0.247961	1.254	0.621	0.158039	2.532332	0.000052	0.452268	0.126049	0.134069	0.414580	0.354187	0.289342	0.227002	4.786099	3.267113	0.393235	1.487	0.388	0.195424	4.231028	0.000103	0.526598	0.131390	0.138367	1.323706	0.919063	0.625090	0.422417	4.260985	2.304289
13	0.366720	0.298247	0.232991	4.726864	3.205267	0.247961	1.254	0.621	0.158039	2.532332	0.000052	0.452268	0.126049	0.134069	0.414580	0.354187	0.289342	0.227002	4.786099	3.267113	0.393235	1.487	0.388	0.195424	4.231028	0.000103	0.526598	0.131390	0.138367	1.323706	0.919063	0.625090	0.422417	4.260985	2.304289
14	0.366720	0.298247	0.232991	4.726864	3.205267	0.247961	1.254	0.621	0.158039	2.532332	0.000052	0.452268	0.126049	0.134069	0.414580	0.354187	0.289342	0.227002	4.786099	3.267113	0.393235	1.487	0.388	0.195424	4.231028	0.000103	0.526598	0.131390	0.138367	1.323706	0.919063	0.625090	0.422417	4.260985	2.304289
15	0.366720	0.298247	0.232991	4.726864	3.205267	0.247961	1.254	0.621	0.158039	2.532332	0.000052	0.452268	0.126049	0.134069	0.414580	0.354187	0.289342	0.227002	4.786099	3.267113	0.393235	1.487	0.388	0.195424	4.231028	0.000103	0.526598	0.131390	0.138367	1.323706	0.919063	0.625090	0.422417	4.260985	2.304289
16	0.366720	0.298247	0.232991	4.726864	3.205267	0.247961	1.254	0.621	0.158039	2.532332	0.000052	0.452268	0.126049	0.134069	0.414580	0.354187	0.289342	0.227002	4.786099	3.267113	0.393235	1.487	0.388	0.195424	4.231028	0.000103	0.526598	0.131390	0.138367	1.323706	0.919063	0.625090	0.422417	4.260985	2.304289
17	0.366720	0.298247	0.232991	4.726864	3.205267	0.247961	1.254	0.621	0.158039	2.532332	0.000052	0.452268	0.126049	0.134069	0.414580	0.354187	0.289342	0.227002	4.786099	3.267113	0.393235	1.487	0.388	0.195424	4.231028	0.000103	0.526598	0.131390	0.138367	1.323706	0.919063	0.625090	0.422417	4.260985	2.304289
18	0.366720	0.298247	0.232991	4.726864	3.205267	0.247961	1.254	0.621	0.158039	2.532332	0.000052	0.452268	0.126049	0.134069	0.414580	0.354187	0.289342	0.227002	4.786099	3.267113	0.393235	1.487	0.388	0.195424	4.231028	0.000103	0.526598	0.131390	0.138367	1.323706	0.919063	0.625090	0.422417	4.260985	2.304289
19	0.366720	0.298247	0.232991	4.726864	3.205267	0.247961	1.254	0.621	0.158039	2.532332	0.000052	0.452268	0.126049	0.134069	0.414580	0.354187	0.289342	0.227002	4.786099	3.267113	0.393235	1.487	0.388	0.195424	4.231028	0.000103	0.526598	0.131390	0.138367	1.323706	0.919063	0.625090	0.422417	4.260985	2.304289
20	0.366720	0.298247	0.232991	4.726864	3.205267	0.247961	1.254	0.621	0.158039	2.532332	0.000052	0.452268	0.126049	0.134069	0.414580	0.354187	0.289342	0.227002	4.786099	3.267113	0.393235	1.487	0.388	0.195424	4.231028	0.000103	0.526598	0.131390	0.138367	1.323706	0.919063	0.625090	0.422417	4.260985	2.304289
21	0.366720	0.298247	0.232991	4.726864	3.205267	0.247961	1.254	0.621	0.158039	2.532332	0.000052	0.452268	0.126049	0.134069	0.414580	0.354187	0.289342	0.227002	4.786099	3.267113	0.393235	1.487	0.388	0.195424	4.231028	0.000103	0.526598	0.131390	0.138367	1.323706	0.919063	0.625090	0.422417	4.260985	2.304289
22	0.366720	0.298247	0.232991	4.726864	3.205267	0.247961	1.254	0.621	0.158039	2.532332	0.000052	0.452268	0.126049	0.134069	0.414580	0.354187	0.289342	0.227002	4.786099	3.267113	0.393235	1.487	0.388	0.195424	4.231028	0.000103	0.526598	0.131390	0.138367	1.323706	0.919063	0.625090	0.422417	4.260985	2.304289
23	0.364518	0.277113	0.203809	4.467258	2.757425	0.206381	1.373	0.502	0.11445	2.09111	0.000037	0.506816	0.083381	0.085884	0.391427	0.349581	0.267787	0.198219	4.502297	2.807026	0.351655	1.585	0.290	0.137693	3.789806	0.000088	0.564523	0.086888	0.089138	1.714996	1.194342	0.639576	0.376944	4.579532	1.995192
24	0.356644	0.272215	0.200882	4.383970	2.720271	0.204223	1.367	0.508	0.113865	2.09111	0.000037	0.504992	0.083284	0.085794	0.382337	0.342129	0.263081	0.195371	4.418998	2.769125	0.347146	1.581	0.294	0.137251	3.789806	0.000088	0.563673	0.086825	0.089079	1.629555	1.151182	0.626070	0.371725	4.469819	1.970537
25	0.356644	0.272215	0.200882	4.383970	2.720271	0.204223	1.367	0.508	0.113865	2.09111	0.000037	0.504992	0.083284	0.085794	0.382337	0.342129	0.263081	0.195371	4.418998	2.769125	0.347146	1.581	0.294	0.137251	3.789806	0.000088	0.563673	0.086825	0.089079	1.629555	1.151182	0.626070	0.371725	4.469819	1.970537
26	0.333091	0.257324	0.191861	4.131796	2.605333	0.197655	1.350	0.525	0.111997	2.09111	0.000037	0.499065	0.082967	0.085500	0.355443	0.319908	0.248832	0.186634	4.167741	2.652410	0.332414	1.567	0.308	0.13572	3.789806	0.000088	0.560680	0.086604	0.088873	1.386689	1.021423	0.582805	0.354477	4.122629	1.888511
27	0.33309																																		

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 GRUPPO FS ITALIANE
CA-356	<i>Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu</i>	

**13 ALLEGATO 3 – IMPALCATO – TRAVI PRINCIPALI - SOLLECITAZIONI PER  
VERIFICHE SLU**



Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA-356	<i>Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu</i>	

## **14 ALLEGATO 4 – IMPALCATO - VERIFICHE SLU TRAVI PRINCIPALI**

**LAVORO: SS128\_PO01- L=30.0 m - 2 TRAVI\_impalcato**  
**Verifica di resistenza sezioni in Classe 4**

**Dati**  
 coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità  
 coefficiente eta  
 pannelli irrigiditi (0) - non irrigiditi (1)  
 Resistenza di progetto soletta  
 Tensione di snervamento acciaio armature soletta

**Var**      **unità**  
 γM1            **1.10**  
 η                **1.20**  
 pan             **0**  
 fcd            MPa    **19.83**  
 fya            MPa    **450**

COMBINAZIONE    **C1Mmax**

Sez	soletta			Armature soletta				piattabanda superiore		anima		piattabanda inferiore		TENSIONI AGENTI SU SEZIONE LORDA										CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI										
	FRAME	LOC (m)	Progr (m)	Bcoll (m)	Hc (m)	Hcr (m)	Bcr (m)	Assup (m2)	yGs sup (m)	Asinf (m2)	yGs inf (m)	Beq (m)	tf (m)	hw (m)	tw (m)	Beq (m)	tf (m)	Status soletta	σA (Mpa)	σB (Mpa)	σC (Mpa)	σD (Mpa)	σAs_inf (Mpa)	σAs_sup (Mpa)	τ (Mpa)	fyfs (Mpa)	fyw (Mpa)	fyfi (Mpa)	PNA (m)	Classe	Aeff (m2)	yGa_eff (m)	Ixa_eff (m4)	WA_eff (m3)
1	1.000	0.000	0.000	4.962	0.240	0.070	0.540	0.008	0.250	0.008	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	fessurata	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-58.2	355.0	355.0	355.0	1.001	3				
2	1.000	0.700	0.700	5.059	0.240	0.070	0.540	0.008	0.250	0.008	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	fessurata	38.2	36.4	-37.5	-39.1	-22.6	-26.5	-113.2	355.0	355.0	355.0	1.020	3				
3	2.000	0.000	0.700	5.059	0.240	0.070	0.540	0.008	0.250	0.008	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	fessurata	38.2	36.4	-37.5	-39.1	-22.6	-26.5	-113.2	355.0	355.0	355.0	1.020	3				
4	2.000	2.520	3.220	5.408	0.240	0.070	0.540	0.008	0.250	0.008	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	155.2	148.1	-136.8	-143.0	-72.0	-85.7	-96.7	355.0	355.0	355.0	1.779	1				
5	3.000	0.000	3.220	5.408	0.240	0.070	0.540	0.008	0.250	0.008	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	155.2	148.1	-136.8	-143.0	-72.0	-85.7	-96.7	355.0	355.0	355.0	1.779	1				
6	3.000	2.500	5.720	5.754	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	243.2	232.8	-188.6	-197.7	-80.6	-99.1	-80.4	355.0	355.0	355.0	1.795	1				
7	4.000	0.000	5.720	5.754	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	243.2	232.8	-188.6	-197.7	-80.6	-99.1	-80.4	355.0	355.0	355.0	1.795	1				
8	4.000	2.500	8.220	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	310.4	297.4	-227.6	-238.9	-86.1	-108.1	-44.9	355.0	355.0	355.0	1.808	1				
9	5.000	0.000	8.220	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	310.4	297.4	-227.6	-238.9	-86.1	-108.1	-44.9	355.0	355.0	355.0	1.808	1				
10	5.000	0.780	9.000	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	327.1	313.6	-237.6	-249.5	-87.6	-110.6	-39.8	355.0	355.0	355.0	1.808	1				
11	6.000	0.000	9.000	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.654	0.065	1.560	0.018	0.853	0.075	reagente	212.0	194.3	-173.7	-189.1	-83.3	-100.6	-46.0	335.0	355.0	335.0	1.684	1				
12	6.000	1.720	10.720	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.654	0.065	1.560	0.018	0.853	0.075	reagente	231.1	212.0	-185.8	-202.4	-86.0	-104.5	-32.6	335.0	355.0	335.0	1.684	1				
13	7.000	0.000	10.720	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.654	0.065	1.560	0.018	0.853	0.075	reagente	231.1	212.0	-185.8	-202.4	-86.0	-104.5	-32.6	335.0	355.0	335.0	1.684	1				
14	7.000	2.500	13.220	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.654	0.065	1.560	0.018	0.853	0.075	reagente	247.4	227.0	-196.1	-213.8	-88.3	-107.8	-13.0	335.0	355.0	335.0	1.684	1				
15	8.000	0.000	13.220	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.654	0.065	1.560	0.018	0.853	0.075	reagente	247.4	227.0	-196.1	-213.8	-88.3	-107.8	-13.0	335.0	355.0	335.0	1.684	1				
16	8.000	2.500	15.720	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.654	0.065	1.560	0.018	0.853	0.075	reagente	250.1	229.5	-197.9	-215.8	-88.7	-108.3	4.7	335.0	355.0	335.0	1.684	1				

ONI EFFICACI				Analisi elastica																Analisi plastica																Ver. stabilità pannelli d'anima									
Sez	WB_eff (m3)	WC_eff (m3)	WD_eff (m3)	MEd (kNm)	NEd (kN)	eN (m)	σA' C1Mmax (Mpa)	σB' C1Mmax (Mpa)	σC' C1Mmax (Mpa)	σD' C1Mmax (Mpa)	η1,inf	η1,sup	η1,inf grafico	η1,sup grafico	Mf,Rd (kNm)	MPl,Rd (kNm)	NPl,Rd (kN)	MEd (kN)	Ned (kN)	MN,Rd	η1,plast	η1	a (m)	n.irr.		κτ	(hw/t) max	lw	Xw	Vbw,Rd (kN)	Vb,Rd (kN)	VEd (kN)	η3	η1_s	η1_inter										
																								Long	Isl (m4)																				
1							0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	13735.5	27355.5	37344	4269.8	-9011.6	25762.5	0.00	0.00	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	1893	0.41	0.53	0.00									
2							38.2	36.4	-37.5	-39.1	0.11	0.11	0.11	0.11	13694.9	27568.1	37589	6915.3	-9182.2	25923.1	0.00	0.11	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	3678	0.80	0.53	0.70									
3							38.2	36.4	-37.5	-39.1	0.11	0.11	0.11	0.11	13694.9	27568.1	37589	6915.3	-9182.2	25923.1	0.00	0.11	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	3678	0.80	0.53	0.70									
4							155.2	148.1	-136.8	-143.0	0.45	0.41	0.00	0.00	20356.9	35888.2	64571	15423.2	-9796.1	35062.2	0.44	0.44	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	3143	0.69	0.00	0.00									
5							155.2	148.1	-136.8	-143.0	0.45	0.41	0.00	0.00	20356.9	35888.2	64571	15423.2	-9796.1	35062.2	0.44	0.44	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	3143	0.69	0.00	0.00									
6							243.2	232.8	-188.6	-197.7	0.70	0.57	0.00	0.00	20331.8	36080.6	66464	22274.0	-10405.1	35196.3	0.63	0.63	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	2612	0.57	0.00	0.00									
7							243.2	232.8	-188.6	-197.7	0.70	0.57	0.00	0.00	20331.8	36080.6	66464	22274.0	-10405.1	35196.3	0.63	0.63	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	2612	0.57	0.00	0.00									
8							310.4	297.4	-227.6	-238.9	0.90	0.69	0.00	0.00	20360.6	36223.2	68128	27482.9	-10838.8	35306.4	0.78	0.78	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	1458	0.32	0.00	0.00									
9							310.4	297.4	-227.6	-238.9	0.90	0.69	0.00	0.00	20360.6	36223.2	68128	27482.9	-10838.8	35306.4	0.78	0.78	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	1458	0.32	0.00	0.00									
10							327.1	313.6	-237.6	-249.5	0.95	0.72	0.00	0.00	20360.6	36223.2	68128	28762.8	-10838.8	35306.4	0.81	0.81	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	1293	0.28	0.00	0.00									
11							212.0	194.3	-173.7	-189.1	0.64	0.57	0.00	0.00	34042.0	49097.8	80158	29953.3	-10838.8	48200.1	0.62	0.62	5.000	0	0	5.729	50.3	SI	1.19	0.725	3794	3794	1293	0.34	0.00	0.00									
12							231.1	212.0	-185.8	-202.4	0.69	0.61	0.00	0.00	34042.0	49097.8	80158	32219.1	-10838.8	48200.1	0.67	0.67	5.000	0	0	5.729	50.3	SI	1.19	0.725	3794	3794	915	0.24	0.00	0.00									
13							231.1	212.0	-185.8	-202.4	0.69	0.61	0.00	0.00	34042.0	49097.8	80158	32219.1	-10838.8	48200.1	0.67	0.67	5.000	0	0	5.729	50.3	SI	1.19	0.725	3794	3794	915	0.24	0.00	0.00									
14							247.4	227.0	-196.1	-213.8	0.74	0.64	0.00	0.00	34042.0	49097.8	80158	34135.0	-10838.8	48200.1	0.71	0.71	5.000	0	0	5.729	50.3	SI	1.19	0.725	3794	3794	366	0.10	0.00	0.00									
15							247.4	227.0	-196.1	-213.8	0.74	0.64	0.00	0.00	34042.0	49097.8	80158	34135.0	-10838.8	48200.1	0.71	0.71	5.000	0	0	5.729	50.3	SI	1.19	0.725	3794	3794	366	0.10	0.00	0.00									
16							250.1	229.5	-197.9	-215.8	0.75	0.65	0.00	0.00	34042.0	49097.8	80158	34454.6	-10838.8	48200.1	0.71	0.71	5.000	0	0	5.729	50.3	SI	1.19	0.725	3794	3794	133	0.04	0.00	0.00									

**LAVORO: SS128\_PO01- L=30.0 m - 2 TRAVI\_impalcato**  
**Verifica di resistenza sezioni in Classe 4**

**Dati**  
 coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità  
 coefficiente eta  
 pannelli irrigiditi (0) - non irrigiditi (1)  
 Resistenza di progetto soletta  
 Tensione di snervamento acciaio armature soletta

**Var**      **unità**  
 γM1            **1.10**  
 η                **1.20**  
 pan             **0**  
 fcd            MPa    **19.83**  
 fya            MPa    **450**

COMBINAZIONE    **C1Mmin**

Sez	soletta			Armature soletta				piattabanda superiore		anima		piattabanda inferiore		TENSIONI AGENTI SU SEZIONE LORDA										CARATTERISTICHE DELLE SEZI										
	FRAME	LOC (m)	Progr (m)	Bcoll (m)	Hc (m)	Hcr (m)	Bcr (m)	Assup (m2)	yGs sup (m)	Asinf (m2)	yGs inf (m)	Beq (m)	tf (m)	hw (m)	tw (m)	Beq (m)	tf (m)	Status soletta	σA (Mpa)	σB (Mpa)	σC (Mpa)	σD (Mpa)	σAs_inf (Mpa)	σAs_sup (Mpa)	τ (Mpa)	fyfs (Mpa)	fyw (Mpa)	fyfi (Mpa)	PNA (m)	Classe	Aeff (m2)	yGa_eff (m)	Ixa_eff (m4)	WA_eff (m3)
1	1.000	0.000	0.000	4.962	0.240	0.070	0.540	0.008	0.250	0.008	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	fessurata	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-58.2	355.0	355.0	355.0	1.001	3				
2	1.000	0.700	0.700	5.059	0.240	0.070	0.540	0.008	0.250	0.008	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	fessurata	19.7	18.7	-22.2	-23.1	-4.6	-5.4	-55.6	355.0	355.0	355.0	1.020	3				
3	2.000	0.000	0.700	5.059	0.240	0.070	0.540	0.008	0.250	0.008	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	fessurata	19.7	18.7	-22.2	-23.1	-4.6	-5.4	-55.6	355.0	355.0	355.0	1.020	3				
4	2.000	2.520	3.220	5.408	0.240	0.070	0.540	0.008	0.250	0.008	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	fessurata	82.8	78.5	-93.0	-96.7	-18.8	-22.0	-46.0	355.0	355.0	355.0	1.056	3				
5	3.000	0.000	3.220	5.408	0.240	0.070	0.540	0.008	0.250	0.008	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	fessurata	82.8	78.5	-93.0	-96.7	-18.8	-22.0	-46.0	355.0	355.0	355.0	1.056	3				
6	3.000	2.500	5.720	5.754	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	fessurata	133.6	126.7	-149.8	-155.7	-29.8	-34.9	-36.5	355.0	355.0	355.0	1.074	3				
7	4.000	0.000	5.720	5.754	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	fessurata	133.6	126.7	-149.8	-155.7	-29.8	-34.9	-36.5	355.0	355.0	355.0	1.074	3				
8	4.000	2.500	8.220	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	fessurata	172.5	163.7	-192.8	-200.5	-37.3	-43.8	-27.1	355.0	355.0	355.0	1.110	3				
9	5.000	0.000	8.220	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	fessurata	172.5	163.7	-192.8	-200.5	-37.3	-43.8	-27.1	355.0	355.0	355.0	1.110	3				
10	5.000	0.780	9.000	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	fessurata	182.3	173.1	-203.8	-211.9	-39.3	-46.2	-24.1	355.0	355.0	355.0	1.110	3				
11	6.000	0.000	9.000	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.654	0.065	1.560	0.018	0.853	0.075	fessurata	114.6	103.2	-134.4	-144.3	-30.1	-34.9	-27.9	335.0	355.0	335.0	0.897	4	0.1343	0.722	0.0741	0.1027
12	6.000	1.720	10.720	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.654	0.065	1.560	0.018	0.853	0.075	fessurata	125.6	113.1	-147.3	-158.1	-32.9	-38.2	-19.9	335.0	355.0	335.0	0.897	4	0.1343	0.722	0.0741	0.1027
13	7.000	0.000	10.720	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.654	0.065	1.560	0.018	0.853	0.075	fessurata	125.6	113.1	-147.3	-158.1	-32.9	-38.2	-19.9	335.0	355.0	335.0	0.897	4	0.1343	0.722	0.0741	0.1027
14	7.000	2.500	13.220	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.654	0.065	1.560	0.018	0.853	0.075	fessurata	135.0	121.6	-158.3	-170.0	-35.3	-41.0	-8.3	335.0	355.0	335.0	0.897	4	0.1343	0.722	0.0741	0.1027
15	8.000	0.000	13.220	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.654	0.065	1.560	0.018	0.853	0.075	fessurata	135.0	121.6	-158.3	-170.0	-35.3	-41.0	-8.3	335.0	355.0	335.0	0.897	4	0.1343	0.722	0.0741	0.1027
16	8.000	2.500	15.720	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.654	0.065	1.560	0.018	0.853	0.075	fessurata	136.7	123.0	-160.3	-172.1	-35.8	-41.5	3.3	335.0	355.0	335.0	0.897	4	0.1343	0.722	0.0741	0.1027



ONI EFFICACI				Analisi elastica										Analisi plastica										Ver. stabilità pannelli d'anima												
Sez	WB_eff (m3)	WC_eff (m3)	WD_eff (m3)	MEd (kNm)	NEd (kN)	eN (m)	σA'	σB'	σC'	σD'	η1,inf	η1,sup	η1,inf grafico	η1,sup grafico	Mf,Rd	MPl,Rd	NPl,Rd	MEd (kN)	Ned (kN)	MN,Rd	η1,plast	η1	a (m)	n.irr.		κτ	(hw/t) max	lw	Xw	Vbw,Rd (kN)	Vb,Rd (kN)	VEd (kN)	η3	η1_s	η1_inter	
							C1Mmax (Mpa)	C1Mmax (Mpa)	C1Mmax (Mpa)	C1Mmax (Mpa)		η1,inf			η1,sup	(kNm)	(kNm)							(kN)	Long											Isl (m4)
1							0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	13735.5	27355.5	37344	4269.8	-9011.6	25762.5	0.00	0.00	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	1893	0.41	0.53	0.00
2							19.7	18.7	-22.2	-23.1	0.06	0.07	0.06	0.07	13694.9	27568.1	37589	6915.3	-9182.2	25923.1	0.00	0.07	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	1807	0.39	0.53	0.00
3							19.7	18.7	-22.2	-23.1	0.06	0.07	0.06	0.07	13694.9	27568.1	37589	6915.3	-9182.2	25923.1	0.00	0.07	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	1807	0.39	0.53	0.00
4							82.8	78.5	-93.0	-96.7	0.24	0.28	0.24	0.28	13389.0	27979.8	38081	15423.2	-9796.1	26128.3	0.00	0.28	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	1496	0.33	0.59	0.00
5							82.8	78.5	-93.0	-96.7	0.24	0.28	0.24	0.28	13389.0	27979.8	38081	15423.2	-9796.1	26128.3	0.00	0.28	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	1496	0.33	0.59	0.00
6							133.6	126.7	-149.8	-155.7	0.38	0.45	0.38	0.45	12989.5	28179.0	38327	22274.0	-10405.1	26102.1	0.00	0.45	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	1187	0.26	0.85	0.00
7							133.6	126.7	-149.8	-155.7	0.38	0.45	0.38	0.45	12989.5	28179.0	38327	22274.0	-10405.1	26102.1	0.00	0.45	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	1187	0.26	0.85	0.00
8							172.5	163.7	-192.8	-200.5	0.50	0.58	0.50	0.58	12848.2	28563.9	38819	27482.9	-10838.8	26337.0	0.00	0.58	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	879	0.19	1.04	0.00
9							172.5	163.7	-192.8	-200.5	0.50	0.58	0.50	0.58	12848.2	28563.9	38819	27482.9	-10838.8	26337.0	0.00	0.58	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	879	0.19	1.04	0.00
10							182.3	173.1	-203.8	-211.9	0.53	0.61	0.53	0.61	12848.2	28563.9	38819	28762.8	-10838.8	26337.0	0.00	0.61	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	783	0.17	1.09	0.00
11	0.1146	0.0812	0.0758	11331.4	613.2	-0.001	114.9	103.4	-135.0	-145.0	0.34	0.44	0.34	0.44	25266.6	38924.7	50848	29953.3	-10838.8	37156.1	0.00	0.44	5.000	0	0	5.729	50.3	SI	1.19	0.725	3794	3794	783	0.21	0.81	0.00
12	0.1146	0.0812	0.0758	12418.7	670.5	-0.001	125.9	113.3	-148.0	-158.9	0.37	0.48	0.37	0.48	25266.6	38924.7	50848	32219.1	-10838.8	37156.1	0.00	0.48	5.000	0	0	5.729	50.3	SI	1.19	0.725	3794	3794	559	0.15	0.87	0.00
13	0.1146	0.0812	0.0758	12418.7	670.5	-0.001	125.9	113.3	-148.0	-158.9	0.37	0.48	0.37	0.48	25266.6	38924.7	50848	32219.1	-10838.8	37156.1	0.00	0.48	5.000	0	0	5.729	50.3	SI	1.19	0.725	3794	3794	559	0.15	0.87	0.00
14	0.1146	0.0812	0.0758	13350.4	719.7	-0.001	135.3	121.8	-159.1	-170.8	0.40	0.52	0.40	0.52	25266.6	38924.7	50848	34135.0	-10838.8	37156.1	0.00	0.52	5.000	0	0	5.729	50.3	SI	1.19	0.725	3794	3794	232	0.06	0.92	0.00
15	0.1146	0.0812	0.0758	13350.4	719.7	-0.001	135.3	121.8	-159.1	-170.8	0.40	0.52	0.40	0.52	25266.6	38924.7	50848	34135.0	-10838.8	37156.1	0.00	0.52	5.000	0	0	5.729	50.3	SI	1.19	0.725	3794	3794	232	0.06	0.92	0.00
16	0.1146	0.0812	0.0758	13513.3	728.3	-0.001	137.0	123.3	-161.0	-172.9	0.41	0.52	0.41	0.52	25266.6	38924.7	50848	34454.6	-10838.8	37156.1	0.00	0.52	5.000	0	0	5.729	50.3	SI	1.19	0.725	3794	3794	94	0.02	0.93	0.00

**LAVORO: SS128\_PO01- L=30.0 m - 2 TRAVI\_impalcato**  
**Verifica di resistenza sezioni in Classe 4**

**Dati**  
 coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità  
 coefficiente eta  
 pannelli irrigiditi (0) - non irrigiditi (1)  
 Resistenza di progetto soletta  
 Tensione di snervamento acciaio armature soletta

**Var**      **unità**  
 γM1            **1.10**  
 η                **1.20**  
 pan             **0**  
 fcd            MPa    **19.83**  
 fya            MPa    **450**

COMBINAZIONE **C1Vmax**

Sez	soletta			Armature soletta				piattabanda superiore		anima		piattabanda inferiore		TENSIONI AGENTI SU SEZIONE LORDA										CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI										
	FRAME	LOC (m)	Progr (m)	Bcoll (m)	Hc (m)	Hcr (m)	Bcr (m)	Assup (m2)	yGs sup (m)	Asinf (m2)	yGs inf (m)	Beq (m)	tf (m)	hw (m)	tw (m)	Beq (m)	tf (m)	Status soletta	σA (Mpa)	σB (Mpa)	σC (Mpa)	σD (Mpa)	σAs_inf (Mpa)	σAs_sup (Mpa)	τ (Mpa)	fyfs (Mpa)	fyw (Mpa)	fyfi (Mpa)	PNA (m)	Classe	Aeff (m2)	yGa_eff (m)	Ixa_eff (m4)	WA_eff (m3)
1	1.000	0.000	0.000	4.962	0.240	0.070	0.540	0.008	0.250	0.008	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	fessurata	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-58.2	355.0	355.0	355.0	1.001	3				
2	1.000	0.700	0.700	5.059	0.240	0.070	0.540	0.008	0.250	0.008	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	fessurata	25.8	24.5	-27.2	-28.3	-10.5	-12.3	-55.1	355.0	355.0	355.0	1.020	3				
3	2.000	0.000	0.700	5.059	0.240	0.070	0.540	0.008	0.250	0.008	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	fessurata	25.8	24.5	-27.2	-28.3	-10.5	-12.3	-55.1	355.0	355.0	355.0	1.020	3				
4	2.000	2.520	3.220	5.408	0.240	0.070	0.540	0.008	0.250	0.008	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	127.2	120.9	-135.0	-140.5	-67.8	-78.8	-42.4	355.0	355.0	355.0	1.779	1				
5	3.000	0.000	3.220	5.408	0.240	0.070	0.540	0.008	0.250	0.008	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	127.2	120.9	-135.0	-140.5	-67.8	-78.8	-42.4	355.0	355.0	355.0	1.779	1				
6	3.000	2.500	5.720	5.754	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	207.0	197.6	-186.5	-194.8	-75.5	-90.5	-29.2	355.0	355.0	355.0	1.795	1				
7	4.000	0.000	5.720	5.754	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	207.0	197.6	-186.5	-194.8	-75.5	-90.5	-29.2	355.0	355.0	355.0	1.795	1				
8	4.000	2.500	8.220	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	270.9	259.0	-225.6	-236.0	-80.7	-99.0	-15.7	355.0	355.0	355.0	1.808	1				
9	5.000	0.000	8.220	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	270.9	259.0	-225.6	-236.0	-80.7	-99.0	-15.7	355.0	355.0	355.0	1.808	1				
10	5.000	0.780	9.000	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	287.5	274.9	-235.6	-246.6	-82.3	-101.4	-11.4	355.0	355.0	355.0	1.808	1				
11	6.000	0.000	9.000	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.654	0.065	1.560	0.018	0.853	0.075	reagente	185.8	169.4	-171.1	-185.3	-77.8	-92.5	-13.2	335.0	355.0	335.0	1.684	1				
12	6.000	1.720	10.720	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.654	0.065	1.560	0.018	0.853	0.075	reagente	205.5	187.6	-183.3	-198.7	-80.6	-96.5	-1.7	335.0	355.0	335.0	1.684	1				
13	7.000	0.000	10.720	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.654	0.065	1.560	0.018	0.853	0.075	reagente	205.5	187.6	-183.3	-198.7	-80.6	-96.5	-1.7	335.0	355.0	335.0	1.684	1				
14	7.000	2.500	13.220	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.654	0.065	1.560	0.018	0.853	0.075	reagente	224.2	205.0	-193.9	-210.5	-83.5	-100.6	15.4	335.0	355.0	335.0	1.684	1				
15	8.000	0.000	13.220	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.654	0.065	1.560	0.018	0.853	0.075	reagente	224.2	205.0	-193.9	-210.5	-83.5	-100.6	15.4	335.0	355.0	335.0	1.684	1				
16	8.000	2.500	15.720	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.654	0.065	1.560	0.018	0.853	0.075	reagente	230.7	211.2	-196.0	-213.0	-84.6	-102.3	32.7	335.0	355.0	335.0	1.684	1				

ONI EFFICACI				Analisi elastica																Analisi plastica																Ver. stabilità pannelli d'anima									
Sez	WB_eff (m3)	WC_eff (m3)	WD_eff (m3)	MEd (kNm)	NEd (kN)	eN (m)	σA' C1Mmax (Mpa)	σB' C1Mmax (Mpa)	σC' C1Mmax (Mpa)	σD' C1Mmax (Mpa)	η1,inf	η1,sup	η1,inf grafico	η1,sup grafico	Mf,Rd (kNm)	MPI,Rd (kNm)	NPI,Rd (kN)	MEd (kN)	Ned (kN)	MN,Rd	η1,plast	η1	a (m)	n.irr.		κτ	(hw/t) max	lw	Xw	Vbw,Rd (kN)	Vb,Rd (kN)	VEd (kN)	η3	η1_s	η1_inter										
																								Long	Isl (m4)																				
1							0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	13735.5	27355.5	37344	4269.8	-9011.6	25762.5	0.00	0.00	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	1893	0.41	0.53	0.00									
2							25.8	24.5	-27.2	-28.3	0.07	0.08	0.07	0.08	13694.9	27568.1	37589	6915.3	-9182.2	25923.1	0.00	0.08	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	1792	0.39	0.53	0.00									
3							25.8	24.5	-27.2	-28.3	0.07	0.08	0.07	0.08	13694.9	27568.1	37589	6915.3	-9182.2	25923.1	0.00	0.08	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	1792	0.39	0.53	0.00									
4							127.2	120.9	-135.0	-140.5	0.37	0.41	0.00	0.00	20356.9	35888.2	64571	15423.2	-9796.1	35062.2	0.44	0.44	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	1379	0.30	0.00	0.00									
5							127.2	120.9	-135.0	-140.5	0.37	0.41	0.00	0.00	20356.9	35888.2	64571	15423.2	-9796.1	35062.2	0.44	0.44	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	1379	0.30	0.00	0.00									
6							207.0	197.6	-186.5	-194.8	0.60	0.56	0.00	0.00	20331.8	36080.6	66464	22274.0	-10405.1	35196.3	0.63	0.63	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	949	0.21	0.00	0.00									
7							207.0	197.6	-186.5	-194.8	0.60	0.56	0.00	0.00	20331.8	36080.6	66464	22274.0	-10405.1	35196.3	0.63	0.63	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	949	0.21	0.00	0.00									
8							270.9	259.0	-225.6	-236.0	0.78	0.68	0.00	0.00	20360.6	36223.2	68128	27482.9	-10838.8	35306.4	0.78	0.78	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	509	0.11	0.00	0.00									
9							270.9	259.0	-225.6	-236.0	0.78	0.68	0.00	0.00	20360.6	36223.2	68128	27482.9	-10838.8	35306.4	0.78	0.78	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	509	0.11	0.00	0.00									
10							287.5	274.9	-235.6	-246.6	0.83	0.71	0.00	0.00	20360.6	36223.2	68128	28762.8	-10838.8	35306.4	0.81	0.81	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	370	0.08	0.00	0.00									
11							185.8	169.4	-171.1	-185.3	0.56	0.56	0.00	0.00	34042.0	49097.8	80158	29953.3	-10838.8	48200.1	0.62	0.62	5.000	0	0	5.729	50.3	SI	1.19	0.725	3794	3794	370	0.10	0.00	0.00									
12							205.5	187.6	-183.3	-198.7	0.62	0.60	0.00	0.00	34042.0	49097.8	80158	32219.1	-10838.8	48200.1	0.67	0.67	5.000	0	0	5.729	50.3	SI	1.19	0.725	3794	3794	47	0.01	0.00	0.00									
13							205.5	187.6	-183.3	-198.7	0.62	0.60	0.00	0.00	34042.0	49097.8	80158	32219.1	-10838.8	48200.1	0.67	0.67	5.000	0	0	5.729	50.3	SI	1.19	0.725	3794	3794	47	0.01	0.00	0.00									
14							224.2	205.0	-193.9	-210.5	0.67	0.63	0.00	0.00	34042.0	49097.8	80158	34135.0	-10838.8	48200.1	0.71	0.71	5.000	0	0	5.729	50.3	SI	1.19	0.725	3794	3794	434	0.11	0.00	0.00									
15							224.2	205.0	-193.9	-210.5	0.67	0.63	0.00	0.00	34042.0	49097.8	80158	34135.0	-10838.8	48200.1	0.71	0.71	5.000	0	0	5.729	50.3	SI	1.19	0.725	3794	3794	434	0.11	0.00	0.00									
16							230.7	211.2	-196.0	-213.0	0.69	0.64	0.00	0.00	34042.0	49097.8	80158	34454.6	-10838.8	48200.1	0.71	0.71	5.000	0	0	5.729	50.3	SI	1.19	0.725	3794	3794	918	0.24	0.00	0.00									

**LAVORO: SS128\_PO01- L=30.0 m - 2 TRAVI\_impalcato**  
**Verifica di resistenza sezioni in Classe 4**

**Dati**  
 coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità  
 coefficiente eta  
 pannelli irrigiditi (0) - non irrigiditi (1)  
 Resistenza di progetto soletta  
 Tensione di snervamento acciaio armature soletta

**Var**      **unità**  
 γM1            1.10  
 η                1.20  
 pan             0  
 fcd            MPa    19.83  
 fya            MPa    450

COMBINAZIONE    **C1Vmin**

Sez	soletta			Armature soletta				piattabanda superiore		anima		piattabanda inferiore		TENSIONI AGENTI SU SEZIONE LORDA										CARATTERISTICHE DELLE SEZI										
	FRAME	LOC (m)	Progr (m)	Bcoll (m)	Hc (m)	Hcr (m)	Bcr (m)	Assup (m2)	yGs sup (m)	Asinf (m2)	yGs inf (m)	Beq (m)	tf (m)	hw (m)	tw (m)	Beq (m)	tf (m)	Status soletta	σA (Mpa)	σB (Mpa)	σC (Mpa)	σD (Mpa)	σAs_inf (Mpa)	σAs_sup (Mpa)	τ (Mpa)	fyfs (Mpa)	fyw (Mpa)	fyfi (Mpa)	PNA (m)	Classe	Aeff (m2)	yGa_eff (m)	Ixa_eff (m4)	WA_eff (m3)
1	1.000	0.000	0.000	4.962	0.240	0.070	0.540	0.008	0.250	0.008	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	fessurata	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-117.8	355.0	355.0	355.0	1.001	3				
2	1.000	0.700	0.700	5.059	0.240	0.070	0.540	0.008	0.250	0.008	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	fessurata	38.0	36.2	-37.3	-38.9	-22.5	-26.3	-113.2	355.0	355.0	355.0	1.020	3				
3	2.000	0.000	0.700	5.059	0.240	0.070	0.540	0.008	0.250	0.008	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	fessurata	38.0	36.2	-37.3	-38.9	-22.5	-26.3	-113.2	355.0	355.0	355.0	1.020	3				
4	2.000	2.520	3.220	5.408	0.240	0.070	0.540	0.008	0.250	0.008	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	152.6	145.7	-136.7	-142.8	-71.7	-85.1	-97.0	355.0	355.0	355.0	1.779	1				
5	3.000	0.000	3.220	5.408	0.240	0.070	0.540	0.008	0.250	0.008	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	152.6	145.7	-136.7	-142.8	-71.7	-85.1	-97.0	355.0	355.0	355.0	1.779	1				
6	3.000	2.500	5.720	5.754	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	236.0	225.8	-188.2	-197.1	-79.6	-97.4	-81.2	355.0	355.0	355.0	1.795	1				
7	4.000	0.000	5.720	5.754	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	236.0	225.8	-188.2	-197.1	-79.6	-97.4	-81.2	355.0	355.0	355.0	1.795	1				
8	4.000	2.500	8.220	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	296.9	284.4	-226.9	-237.9	-84.3	-105.0	-65.7	355.0	355.0	355.0	1.808	1				
9	5.000	0.000	8.220	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	296.9	284.4	-226.9	-237.9	-84.3	-105.0	-65.7	355.0	355.0	355.0	1.808	1				
10	5.000	0.780	9.000	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	311.6	298.5	-236.8	-248.3	-85.5	-107.0	-60.9	355.0	355.0	355.0	1.808	1				
11	6.000	0.000	9.000	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.654	0.065	1.560	0.018	0.853	0.075	reagente	201.7	184.6	-172.7	-187.6	-81.1	-97.5	-70.5	335.0	355.0	335.0	1.684	1				
12	6.000	1.720	10.720	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.654	0.065	1.560	0.018	0.853	0.075	reagente	217.8	199.3	-184.5	-200.5	-83.2	-100.4	-58.0	335.0	355.0	335.0	1.684	1				
13	7.000	0.000	10.720	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.654	0.065	1.560	0.018	0.853	0.075	reagente	217.8	199.3	-184.5	-200.5	-83.2	-100.4	-58.0	335.0	355.0	335.0	1.684	1				
14	7.000	2.500	13.220	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.654	0.065	1.560	0.018	0.853	0.075	reagente	229.7	210.2	-194.4	-211.3	-84.6	-102.3	-40.1	335.0	355.0	335.0	1.684	1				
15	8.000	0.000	13.220	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.654	0.065	1.560	0.018	0.853	0.075	reagente	229.7	210.2	-194.4	-211.3	-84.6	-102.3	-40.1	335.0	355.0	335.0	1.684	1				
16	8.000	2.500	15.720	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.654	0.065	1.560	0.018	0.853	0.075	reagente	228.5	209.0	-195.8	-212.7	-84.2	-101.6	-22.7	335.0	355.0	335.0	1.684	1				

ONI EFFICACI				Analisi elastica																Analisi plastica																Ver. stabilità pannelli d'anima									
Sez	WB_eff (m3)	WC_eff (m3)	WD_eff (m3)	MEd (kNm)	NEd (kN)	eN (m)	σA' C1Mmax (Mpa)	σB' C1Mmax (Mpa)	σC' C1Mmax (Mpa)	σD' C1Mmax (Mpa)	η1,inf	η1,sup	η1,inf grafico	η1,sup grafico	Mf,Rd (kNm)	MPI,Rd (kNm)	NPI,Rd (kN)	MEd (kN)	Ned (kN)	MN,Rd	η1,plast	η1	a (m)	n.irr.		κτ	(hw/t) max	lw	Xw	Vbw,Rd (kN)	Vb,Rd (kN)	VEd (kN)	η3	η1_s	η1_inter										
																								Long	Isl (m4)																				
1							0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	13735.5	27355.5	37344	4269.8	-9011.6	25762.5	0.00	0.00	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	3827	0.84	0.53	0.74									
2							38.0	36.2	-37.3	-38.9	0.11	0.11	0.11	0.11	13694.9	27568.1	37589	6915.3	-9182.2	25923.1	0.00	0.11	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	3679	0.80	0.53	0.70									
3							38.0	36.2	-37.3	-38.9	0.11	0.11	0.11	0.11	13694.9	27568.1	37589	6915.3	-9182.2	25923.1	0.00	0.11	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	3679	0.80	0.53	0.70									
4							152.6	145.7	-136.7	-142.8	0.44	0.41	0.00	0.00	20356.9	35888.2	64571	15423.2	-9796.1	35062.2	0.44	0.44	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	3151	0.69	0.00	0.00									
5							152.6	145.7	-136.7	-142.8	0.44	0.41	0.00	0.00	20356.9	35888.2	64571	15423.2	-9796.1	35062.2	0.44	0.44	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	3151	0.69	0.00	0.00									
6							236.0	225.8	-188.2	-197.1	0.68	0.57	0.00	0.00	20331.8	36080.6	66464	22274.0	-10405.1	35196.3	0.63	0.63	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	2638	0.58	0.00	0.00									
7							236.0	225.8	-188.2	-197.1	0.68	0.57	0.00	0.00	20331.8	36080.6	66464	22274.0	-10405.1	35196.3	0.63	0.63	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	2638	0.58	0.00	0.00									
8							296.9	284.4	-226.9	-237.9	0.86	0.69	0.00	0.00	20360.6	36223.2	68128	27482.9	-10838.8	35306.4	0.78	0.78	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	2135	0.47	0.00	0.00									
9							296.9	284.4	-226.9	-237.9	0.86	0.69	0.00	0.00	20360.6	36223.2	68128	27482.9	-10838.8	35306.4	0.78	0.78	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	2135	0.47	0.00	0.00									
10							311.6	298.5	-236.8	-248.3	0.90	0.72	0.00	0.00	20360.6	36223.2	68128	28762.8	-10838.8	35306.4	0.81	0.81	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	1980	0.43	0.00	0.00									
11							201.7	184.6	-172.7	-187.6	0.61	0.56	0.00	0.00	34042.0	49097.8	80158	29953.3	-10838.8	48200.1	0.62	0.62	5.000	0	0	5.729	50.3	SI	1.19	0.725	3794	3794	1980	0.52	0.00	0.00									
12							217.8	199.3	-184.5	-200.5	0.65	0.60	0.00	0.00	34042.0	49097.8	80158	32219.1	-10838.8	48200.1	0.67	0.67	5.000	0	0	5.729	50.3	SI	1.19	0.725	3794	3794	1629	0.43	0.00	0.00									
13							217.8	199.3	-184.5	-200.5	0.65	0.60	0.00	0.00	34042.0	49097.8	80158	32219.1	-10838.8	48200.1	0.67	0.67	5.000	0	0	5.729	50.3	SI	1.19	0.725	3794	3794	1629	0.43	0.00	0.00									
14							229.7	210.2	-194.4	-211.3	0.69	0.64	0.00	0.00	34042.0	49097.8	80158	34135.0	-10838.8	48200.1	0.71	0.71	5.000	0	0	5.729	50.3	SI	1.19	0.725	3794	3794	1127	0.30	0.00	0.00									
15							229.7	210.2	-194.4	-211.3	0.69	0.64	0.00	0.00	34042.0	49097.8	80158	34135.0	-10838.8	48200.1	0.71	0.71	5.000	0	0	5.729	50.3	SI	1.19	0.725	3794	3794	1127	0.30	0.00	0.00									
16							228.5	209.0	-195.8	-212.7	0.69	0.64	0.00	0.00	34042.0	49097.8	80158	34454.6	-10838.8	48200.1	0.71	0.71	5.000	0	0	5.729	50.3	SI	1.19	0.725	3794	3794	637	0.17	0.00	0.00									

**LAVORO: SS128\_PO01- L=30.0 m - 2 TRAVI\_impalcato**  
**Verifica di resistenza sezioni in Classe 4**

**Dati**  
 coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità  
 coefficiente eta  
 pannelli irrigiditi (0) - non irrigiditi (1)  
 Resistenza di progetto soletta  
 Tensione di snervamento acciaio armature soletta

**Var**      **unità**  
 γM1            **1.10**  
 η                **1.20**  
 pan             **0**  
 fcd            MPa    **19.83**  
 fya            MPa    **450**

COMBINAZIONE    **C2Mmax**

Sez	soletta			Armature soletta				piattabanda superiore		anima		piattabanda inferiore		TENSIONI AGENTI SU SEZIONE LORDA										CARATTERISTICHE DELLE SEZI										
	FRAME	LOC (m)	Progr (m)	Bcoll (m)	Hc (m)	Hcr (m)	Bcr (m)	Assup (m2)	yGs sup (m)	Asinf (m2)	yGs inf (m)	Beq (m)	tf (m)	hw (m)	tw (m)	Beq (m)	tf (m)	Status soletta	σA (Mpa)	σB (Mpa)	σC (Mpa)	σD (Mpa)	σAs_inf (Mpa)	σAs_sup (Mpa)	τ (Mpa)	fyfs (Mpa)	fyw (Mpa)	fyfi (Mpa)	PNA (m)	Classe	Aeff (m2)	yGa_eff (m)	Ixa_eff (m4)	WA_eff (m3)
1	1.000	0.000	0.000	4.962	0.240	0.070	0.540	0.008	0.250	0.008	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	-2.8	-2.4	13.5	13.8	14.8	16.3	-58.2	355.0	355.0	355.0	1.698	1				
2	1.000	0.700	0.700	5.059	0.240	0.070	0.540	0.008	0.250	0.008	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	31.5	30.6	-7.0	-7.8	10.9	10.5	-113.2	355.0	355.0	355.0	1.699	1				
3	2.000	0.000	0.700	5.059	0.240	0.070	0.540	0.008	0.250	0.008	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	31.5	30.6	-7.0	-7.8	10.9	10.5	-113.2	355.0	355.0	355.0	1.699	1				
4	2.000	2.520	3.220	5.408	0.240	0.070	0.540	0.008	0.250	0.008	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	141.4	136.3	-71.6	-76.1	-0.4	-7.0	-96.7	355.0	355.0	355.0	1.779	1				
5	3.000	0.000	3.220	5.408	0.240	0.070	0.540	0.008	0.250	0.008	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	141.4	136.3	-71.6	-76.1	-0.4	-7.0	-96.7	355.0	355.0	355.0	1.779	1				
6	3.000	2.500	5.720	5.754	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	229.3	220.9	-122.6	-130.0	-8.2	-19.5	-80.4	355.0	355.0	355.0	1.795	1				
7	4.000	0.000	5.720	5.754	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	229.3	220.9	-122.6	-130.0	-8.2	-19.5	-80.4	355.0	355.0	355.0	1.795	1				
8	4.000	2.500	8.220	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	296.4	285.4	-161.4	-171.0	-13.4	-28.2	-44.9	355.0	355.0	355.0	1.808	1				
9	5.000	0.000	8.220	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	296.4	285.4	-161.4	-171.0	-13.4	-28.2	-44.9	355.0	355.0	355.0	1.808	1				
10	5.000	0.780	9.000	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	313.2	301.6	-171.4	-181.6	-14.9	-30.7	-39.8	355.0	355.0	355.0	1.808	1				
11	6.000	0.000	9.000	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.654	0.065	1.560	0.018	0.853	0.075	reagente	201.3	186.9	-112.9	-125.4	-15.2	-26.0	-46.0	335.0	355.0	335.0	1.684	1				
12	6.000	1.720	10.720	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.654	0.065	1.560	0.018	0.853	0.075	reagente	220.5	204.6	-125.0	-138.7	-18.0	-29.9	-32.6	335.0	355.0	335.0	1.684	1				
13	7.000	0.000	10.720	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.654	0.065	1.560	0.018	0.853	0.075	reagente	220.5	204.6	-125.0	-138.7	-18.0	-29.9	-32.6	335.0	355.0	335.0	1.684	1				
14	7.000	2.500	13.220	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.654	0.065	1.560	0.018	0.853	0.075	reagente	236.7	219.6	-135.3	-150.1	-20.3	-33.2	-13.0	335.0	355.0	335.0	1.684	1				
15	8.000	0.000	13.220	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.654	0.065	1.560	0.018	0.853	0.075	reagente	236.7	219.6	-135.3	-150.1	-20.3	-33.2	-13.0	335.0	355.0	335.0	1.684	1				
16	8.000	2.500	15.720	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.654	0.065	1.560	0.018	0.853	0.075	reagente	239.4	222.1	-137.1	-152.1	-20.6	-33.7	4.7	335.0	355.0	335.0	1.684	1				

ONI EFFICACI				Analisi elastica																Analisi plastica																Ver. stabilità pannelli d'anima									
Sez	WB_eff (m3)	WC_eff (m3)	WD_eff (m3)	MEd (kNm)	NEd (kN)	eN (m)	σA' C1Mmax (Mpa)	σB' C1Mmax (Mpa)	σC' C1Mmax (Mpa)	σD' C1Mmax (Mpa)	η1,inf	η1,sup	η1,inf grafico	η1,sup grafico	Mf,Rd (kNm)	MPI,Rd (kNm)	NPI,Rd (kN)	MEd (kN)	Ned (kN)	MN,Rd	η1,plast	η1	a (m)	n.irr.		κτ	(hw/t) max	lw	Xw	Vbw,Rd (kN)	Vb,Rd (kN)	VEd (kN)	η3	η1_s	η1_inter										
																								Long	Isl (m4)																				
1							-2.8	-2.4	13.5	13.8	0.01	0.04	0.00	0.00	20316.1	35450.4	61712	4269.8	-9011.6	34694.5	0.12	0.12	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	1893	0.41	0.00										
2							31.5	30.6	-7.0	-7.8	0.09	0.02	0.00	0.00	20339.4	35582.3	62419	6915.3	-9182.2	34812.3	0.20	0.20	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	3678	0.80	0.00										
3							31.5	30.6	-7.0	-7.8	0.09	0.02	0.00	0.00	20339.4	35582.3	62419	6915.3	-9182.2	34812.3	0.20	0.20	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	3678	0.80	0.00										
4							141.4	136.3	-71.6	-76.1	0.41	0.22	0.00	0.00	20356.9	35888.2	64571	15423.2	-9796.1	35062.2	0.44	0.44	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	3143	0.69	0.00										
5							141.4	136.3	-71.6	-76.1	0.41	0.22	0.00	0.00	20356.9	35888.2	64571	15423.2	-9796.1	35062.2	0.44	0.44	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	3143	0.69	0.00										
6							229.3	220.9	-122.6	-130.0	0.67	0.37	0.00	0.00	20331.8	36080.6	66464	22274.0	-10405.1	35196.3	0.63	0.63	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	2612	0.57	0.00										
7							229.3	220.9	-122.6	-130.0	0.67	0.37	0.00	0.00	20331.8	36080.6	66464	22274.0	-10405.1	35196.3	0.63	0.63	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	2612	0.57	0.00										
8							296.4	285.4	-161.4	-171.0	0.86	0.49	0.00	0.00	20360.6	36223.2	68128	27482.9	-10838.8	35306.4	0.78	0.78	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	1458	0.32	0.00										
9							296.4	285.4	-161.4	-171.0	0.86	0.49	0.00	0.00	20360.6	36223.2	68128	27482.9	-10838.8	35306.4	0.78	0.78	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	1458	0.32	0.00										
10							313.2	301.6	-171.4	-181.6	0.91	0.52	0.00	0.00	20360.6	36223.2	68128	28762.8	-10838.8	35306.4	0.81	0.81	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	1293	0.28	0.00										
11							201.3	186.9	-112.9	-125.4	0.61	0.37	0.00	0.00	34042.0	49097.8	80158	29953.3	-10838.8	48200.1	0.62	0.62	5.000	0	0	5.729	50.3	SI	1.19	0.725	3794	3794	1293	0.34	0.00										
12							220.5	204.6	-125.0	-138.7	0.67	0.41	0.00	0.00	34042.0	49097.8	80158	32219.1	-10838.8	48200.1	0.67	0.67	5.000	0	0	5.729	50.3	SI	1.19	0.725	3794	3794	915	0.24	0.00										
13							220.5	204.6	-125.0	-138.7	0.67	0.41	0.00	0.00	34042.0	49097.8	80158	32219.1	-10838.8	48200.1	0.67	0.67	5.000	0	0	5.729	50.3	SI	1.19	0.725	3794	3794	915	0.24	0.00										
14							236.7	219.6	-135.3	-150.1	0.72	0.45	0.00	0.00	34042.0	49097.8	80158	34135.0	-10838.8	48200.1	0.71	0.71	5.000	0	0	5.729	50.3	SI	1.19	0.725	3794	3794	366	0.10	0.00										
15							236.7	219.6	-135.3	-150.1	0.72	0.45	0.00	0.00	34042.0	49097.8	80158	34135.0	-10838.8	48200.1	0.71	0.71	5.000	0	0	5.729	50.3	SI	1.19	0.725	3794	3794	366	0.10	0.00										
16							239.4	222.1	-137.1	-152.1	0.72	0.45	0.00	0.00	34042.0	49097.8	80158	34454.6	-10838.8	48200.1	0.71	0.71	5.000	0	0	5.729	50.3	SI	1.19	0.725	3794	3794	133	0.04	0.00										

**LAVORO: SS128\_PO01- L=30.0 m - 2 TRAVI\_impalcato**  
**Verifica di resistenza sezioni in Classe 4**

**Dati**  
 coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità  
 coefficiente eta  
 pannelli irrigiditi (0) - non irrigiditi (1)  
 Resistenza di progetto soletta  
 Tensione di snervamento acciaio armature soletta

**Var**      **unità**  
 γM1            **1.10**  
 η                **1.20**  
 pan             **0**  
 fcd            MPa    **19.83**  
 fya            MPa    **450**

COMBINAZIONE    **C2Mmin**

Sez	soletta			Armature soletta				piattabanda superiore		anima		piattabanda inferiore		TENSIONI AGENTI SU SEZIONE LORDA										CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI										
	FRAME	LOC (m)	Progr (m)	Bcoll (m)	Hc (m)	Hcr (m)	Bcr (m)	Assup (m2)	yGs sup (m)	Asinf (m2)	yGs inf (m)	Beq (m)	tf (m)	hw (m)	tw (m)	Beq (m)	tf (m)	Status soletta	σA (Mpa)	σB (Mpa)	σC (Mpa)	σD (Mpa)	σAs_inf (Mpa)	σAs_sup (Mpa)	τ (Mpa)	fyfs (Mpa)	fyw (Mpa)	fyfi (Mpa)	PNA (m)	Classe	Aeff (m2)	yGa_eff (m)	Ixa_eff (m4)	WA_eff (m3)
1	1.000	0.000	0.000	4.962	0.240	0.070	0.540	0.008	0.250	0.008	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	-2.8	-2.4	13.5	13.8	14.8	16.3	-58.2	355.0	355.0	355.0	1.698	1				
2	1.000	0.700	0.700	5.059	0.240	0.070	0.540	0.008	0.250	0.008	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	16.2	15.7	-5.8	-6.3	13.4	14.5	-55.6	355.0	355.0	355.0	1.699	1				
3	2.000	0.000	0.700	5.059	0.240	0.070	0.540	0.008	0.250	0.008	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	16.2	15.7	-5.8	-6.3	13.4	14.5	-55.6	355.0	355.0	355.0	1.699	1				
4	2.000	2.520	3.220	5.408	0.240	0.070	0.540	0.008	0.250	0.008	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	77.3	73.8	-67.4	-70.4	9.5	9.2	-46.0	355.0	355.0	355.0	1.779	1				
5	3.000	0.000	3.220	5.408	0.240	0.070	0.540	0.008	0.250	0.008	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	77.3	73.8	-67.4	-70.4	9.5	9.2	-46.0	355.0	355.0	355.0	1.779	1				
6	3.000	2.500	5.720	5.754	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	126.4	120.6	-116.7	-121.8	6.8	5.4	-36.5	355.0	355.0	355.0	1.795	1				
7	4.000	0.000	5.720	5.754	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	126.4	120.6	-116.7	-121.8	6.8	5.4	-36.5	355.0	355.0	355.0	1.795	1				
8	4.000	2.500	8.220	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	164.2	156.6	-154.7	-161.4	4.8	2.7	-27.1	355.0	355.0	355.0	1.808	1				
9	5.000	0.000	8.220	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	164.2	156.6	-154.7	-161.4	4.8	2.7	-27.1	355.0	355.0	355.0	1.808	1				
10	5.000	0.780	9.000	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	173.7	165.6	-164.3	-171.4	4.3	1.9	-24.1	355.0	355.0	355.0	1.808	1				
11	6.000	0.000	9.000	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.654	0.065	1.560	0.018	0.853	0.075	reagente	109.1	99.4	-103.7	-112.2	4.4	3.1	-27.9	335.0	355.0	335.0	1.684	1				
12	6.000	1.720	10.720	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.654	0.065	1.560	0.018	0.853	0.075	reagente	119.8	109.0	-115.0	-124.3	3.5	1.9	-19.9	335.0	355.0	335.0	1.684	1				
13	7.000	0.000	10.720	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.654	0.065	1.560	0.018	0.853	0.075	reagente	119.8	109.0	-115.0	-124.3	3.5	1.9	-19.9	335.0	355.0	335.0	1.684	1				
14	7.000	2.500	13.220	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.654	0.065	1.560	0.018	0.853	0.075	reagente	129.0	117.3	-124.6	-134.7	2.7	0.8	-8.3	335.0	355.0	335.0	1.684	1				
15	8.000	0.000	13.220	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.654	0.065	1.560	0.018	0.853	0.075	reagente	129.0	117.3	-124.6	-134.7	2.7	0.8	-8.3	335.0	355.0	335.0	1.684	1				
16	8.000	2.500	15.720	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.654	0.065	1.560	0.018	0.853	0.075	reagente	130.6	118.8	-126.3	-136.5	2.6	0.7	3.3	335.0	355.0	335.0	1.684	1				



ONI EFFICACI				Analisi elastica																Analisi plastica																Ver. stabilità pannelli d'anima									
Sez	WB_eff (m3)	WC_eff (m3)	WD_eff (m3)	MEd (kNm)	NEd (kN)	eN (m)	σA' C1Mmax (Mpa)	σB' C1Mmax (Mpa)	σC' C1Mmax (Mpa)	σD' C1Mmax (Mpa)	η1,inf	η1,sup	η1,inf grafico	η1,sup grafico	Mf,Rd (kNm)	MPI,Rd (kNm)	NPI,Rd (kN)	MEd (kN)	Ned (kN)	MN,Rd	η1,plast	η1	a (m)	n.irr.		κτ	(hw/t) max	lw	Xw	Vbw,Rd (kN)	Vb,Rd (kN)	VEd (kN)	η3	η1_s	η1_inter										
																								Long	Isl (m4)																				
1							-2.8	-2.4	13.5	13.8	0.01	0.04	0.00	0.00	20316.1	35450.4	61712	4269.8	-9011.6	34694.5	0.12	0.12	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	1893	0.41	0.00										
2							16.2	15.7	-5.8	-6.3	0.05	0.02	0.00	0.00	20339.4	35582.3	62419	6915.3	-9182.2	34812.3	0.20	0.20	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	1807	0.39	0.00										
3							16.2	15.7	-5.8	-6.3	0.05	0.02	0.00	0.00	20339.4	35582.3	62419	6915.3	-9182.2	34812.3	0.20	0.20	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	1807	0.39	0.00										
4							77.3	73.8	-67.4	-70.4	0.22	0.20	0.00	0.00	20356.9	35888.2	64571	15423.2	-9796.1	35062.2	0.44	0.44	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	1496	0.33	0.00										
5							77.3	73.8	-67.4	-70.4	0.22	0.20	0.00	0.00	20356.9	35888.2	64571	15423.2	-9796.1	35062.2	0.44	0.44	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	1496	0.33	0.00										
6							126.4	120.6	-116.7	-121.8	0.37	0.35	0.00	0.00	20331.8	36080.6	66464	22274.0	-10405.1	35196.3	0.63	0.63	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	1187	0.26	0.00										
7							126.4	120.6	-116.7	-121.8	0.37	0.35	0.00	0.00	20331.8	36080.6	66464	22274.0	-10405.1	35196.3	0.63	0.63	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	1187	0.26	0.00										
8							164.2	156.6	-154.7	-161.4	0.47	0.47	0.00	0.00	20360.6	36223.2	68128	27482.9	-10838.8	35306.4	0.78	0.78	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	879	0.19	0.00										
9							164.2	156.6	-154.7	-161.4	0.47	0.47	0.00	0.00	20360.6	36223.2	68128	27482.9	-10838.8	35306.4	0.78	0.78	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	879	0.19	0.00										
10							173.7	165.6	-164.3	-171.4	0.50	0.50	0.00	0.00	20360.6	36223.2	68128	28762.8	-10838.8	35306.4	0.81	0.81	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	783	0.17	0.00										
11							109.1	99.4	-103.7	-112.2	0.33	0.34	0.00	0.00	34042.0	49097.8	80158	29953.3	-10838.8	48200.1	0.62	0.62	5.000	0	0	5.729	50.3	SI	1.19	0.725	3794	3794	783	0.21	0.00										
12							119.8	109.0	-115.0	-124.3	0.36	0.38	0.00	0.00	34042.0	49097.8	80158	32219.1	-10838.8	48200.1	0.67	0.67	5.000	0	0	5.729	50.3	SI	1.19	0.725	3794	3794	559	0.15	0.00										
13							119.8	109.0	-115.0	-124.3	0.36	0.38	0.00	0.00	34042.0	49097.8	80158	32219.1	-10838.8	48200.1	0.67	0.67	5.000	0	0	5.729	50.3	SI	1.19	0.725	3794	3794	559	0.15	0.00										
14							129.0	117.3	-124.6	-134.7	0.39	0.41	0.00	0.00	34042.0	49097.8	80158	34135.0	-10838.8	48200.1	0.71	0.71	5.000	0	0	5.729	50.3	SI	1.19	0.725	3794	3794	232	0.06	0.00										
15							129.0	117.3	-124.6	-134.7	0.39	0.41	0.00	0.00	34042.0	49097.8	80158	34135.0	-10838.8	48200.1	0.71	0.71	5.000	0	0	5.729	50.3	SI	1.19	0.725	3794	3794	232	0.06	0.00										
16							130.6	118.8	-126.3	-136.5	0.39	0.41	0.00	0.00	34042.0	49097.8	80158	34454.6	-10838.8	48200.1	0.71	0.71	5.000	0	0	5.729	50.3	SI	1.19	0.725	3794	3794	94	0.02	0.00										

**LAVORO: SS128\_PO01- L=30.0 m - 2 TRAVI\_impalcato**  
**Verifica di resistenza sezioni in Classe 4**

**Dati**  
 coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità  
 coefficiente eta  
 pannelli irrigiditi (0) - non irrigiditi (1)  
 Resistenza di progetto soletta  
 Tensione di snervamento acciaio armature soletta

**Var**      **unità**  
 γM1            1.10  
 η                1.20  
 pan             0  
 fcd            MPa    19.83  
 fya            MPa    450

COMBINAZIONE    **C2Vmax**

Sez	soletta			Armature soletta				piattabanda superiore		anima		piattabanda inferiore		TENSIONI AGENTI SU SEZIONE LORDA										CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI										
	FRAME	LOC (m)	Progr (m)	Bcoll (m)	Hc (m)	Hcr (m)	Bcr (m)	Assup (m2)	yGs sup (m)	Asinf (m2)	yGs inf (m)	Beq (m)	tf (m)	hw (m)	tw (m)	Beq (m)	tf (m)	Status soletta	σA (Mpa)	σB (Mpa)	σC (Mpa)	σD (Mpa)	σAs_inf (Mpa)	σAs_sup (Mpa)	τ (Mpa)	fyfs (Mpa)	fyw (Mpa)	fyfi (Mpa)	PNA (m)	Classe	Aeff (m2)	yGa_eff (m)	Ixa_eff (m4)	WA_eff (m3)
1	1.000	0.000	0.000	4.962	0.240	0.070	0.540	0.008	0.250	0.008	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	-2.8	-2.4	13.5	13.8	14.8	16.3	-58.2	355.0	355.0	355.0	1.698	1				
2	1.000	0.700	0.700	5.059	0.240	0.070	0.540	0.008	0.250	0.008	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	21.3	20.6	-6.2	-6.8	12.6	13.1	-55.1	355.0	355.0	355.0	1.699	1				
3	2.000	0.000	0.700	5.059	0.240	0.070	0.540	0.008	0.250	0.008	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	21.3	20.6	-6.2	-6.8	12.6	13.1	-55.1	355.0	355.0	355.0	1.699	1				
4	2.000	2.520	3.220	5.408	0.240	0.070	0.540	0.008	0.250	0.008	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	113.5	109.1	-69.8	-73.6	4.0	0.2	-42.4	355.0	355.0	355.0	1.779	1				
5	3.000	0.000	3.220	5.408	0.240	0.070	0.540	0.008	0.250	0.008	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	113.5	109.1	-69.8	-73.6	4.0	0.2	-42.4	355.0	355.0	355.0	1.779	1				
6	3.000	2.500	5.720	5.754	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	193.2	185.6	-120.5	-127.1	-3.0	-10.8	-29.2	355.0	355.0	355.0	1.795	1				
7	4.000	0.000	5.720	5.754	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	193.2	185.6	-120.5	-127.1	-3.0	-10.8	-29.2	355.0	355.0	355.0	1.795	1				
8	4.000	2.500	8.220	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	257.0	247.0	-159.4	-168.1	-8.0	-19.1	-15.7	355.0	355.0	355.0	1.808	1				
9	5.000	0.000	8.220	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	257.0	247.0	-159.4	-168.1	-8.0	-19.1	-15.7	355.0	355.0	355.0	1.808	1				
10	5.000	0.780	9.000	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	273.6	262.9	-169.4	-178.7	-9.6	-21.5	-11.4	355.0	355.0	355.0	1.808	1				
11	6.000	0.000	9.000	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.654	0.065	1.560	0.018	0.853	0.075	reagente	175.1	162.0	-110.3	-121.6	-9.7	-17.9	-13.2	335.0	355.0	335.0	1.684	1				
12	6.000	1.720	10.720	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.654	0.065	1.560	0.018	0.853	0.075	reagente	194.8	180.3	-122.4	-135.0	-12.6	-21.9	-1.7	335.0	355.0	335.0	1.684	1				
13	7.000	0.000	10.720	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.654	0.065	1.560	0.018	0.853	0.075	reagente	194.8	180.3	-122.4	-135.0	-12.6	-21.9	-1.7	335.0	355.0	335.0	1.684	1				
14	7.000	2.500	13.220	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.654	0.065	1.560	0.018	0.853	0.075	reagente	213.6	197.7	-133.0	-146.8	-15.4	-26.0	15.4	335.0	355.0	335.0	1.684	1				
15	8.000	0.000	13.220	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.654	0.065	1.560	0.018	0.853	0.075	reagente	213.6	197.7	-133.0	-146.8	-15.4	-26.0	15.4	335.0	355.0	335.0	1.684	1				
16	8.000	2.500	15.720	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.654	0.065	1.560	0.018	0.853	0.075	reagente	220.1	203.8	-135.2	-149.3	-16.6	-27.7	32.7	335.0	355.0	335.0	1.684	1				

ONI EFFICACI				Analisi elastica																Analisi plastica																Ver. stabilità pannelli d'anima									
Sez	WB_eff (m3)	WC_eff (m3)	WD_eff (m3)	MEd (kNm)	NEd (kN)	eN (m)	σA' C1Mmax (Mpa)	σB' C1Mmax (Mpa)	σC' C1Mmax (Mpa)	σD' C1Mmax (Mpa)	η1,inf	η1,sup	η1,inf grafico	η1,sup grafico	Mf,Rd (kNm)	MPI,Rd (kNm)	NPI,Rd (kN)	MEd (kN)	Ned (kN)	MN,Rd	η1,plast	η1	a (m)	n.irr.		κτ	(hw/t) max	lw	Xw	Vbw,Rd (kN)	Vb,Rd (kN)	VEd (kN)	η3	η1_s	η1_inter										
																								Long	Isl (m4)																				
1							-2.8	-2.4	13.5	13.8	0.01	0.04	0.00	0.00	20316.1	35450.4	61712	4269.8	-9011.6	34694.5	0.12	0.12	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	1893	0.41	0.00										
2							21.3	20.6	-6.2	-6.8	0.06	0.02	0.00	0.00	20339.4	35582.3	62419	6915.3	-9182.2	34812.3	0.20	0.20	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	1792	0.39	0.00										
3							21.3	20.6	-6.2	-6.8	0.06	0.02	0.00	0.00	20339.4	35582.3	62419	6915.3	-9182.2	34812.3	0.20	0.20	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	1792	0.39	0.00										
4							113.5	109.1	-69.8	-73.6	0.33	0.21	0.00	0.00	20356.9	35888.2	64571	15423.2	-9796.1	35062.2	0.44	0.44	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	1379	0.30	0.00										
5							113.5	109.1	-69.8	-73.6	0.33	0.21	0.00	0.00	20356.9	35888.2	64571	15423.2	-9796.1	35062.2	0.44	0.44	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	1379	0.30	0.00										
6							193.2	185.6	-120.5	-127.1	0.56	0.37	0.00	0.00	20331.8	36080.6	66464	22274.0	-10405.1	35196.3	0.63	0.63	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	949	0.21	0.00										
7							193.2	185.6	-120.5	-127.1	0.56	0.37	0.00	0.00	20331.8	36080.6	66464	22274.0	-10405.1	35196.3	0.63	0.63	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	949	0.21	0.00										
8							257.0	247.0	-159.4	-168.1	0.75	0.48	0.00	0.00	20360.6	36223.2	68128	27482.9	-10838.8	35306.4	0.78	0.78	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	509	0.11	0.00										
9							257.0	247.0	-159.4	-168.1	0.75	0.48	0.00	0.00	20360.6	36223.2	68128	27482.9	-10838.8	35306.4	0.78	0.78	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	509	0.11	0.00										
10							273.6	262.9	-169.4	-178.7	0.79	0.51	0.00	0.00	20360.6	36223.2	68128	28762.8	-10838.8	35306.4	0.81	0.81	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	370	0.08	0.00										
11							175.1	162.0	-110.3	-121.6	0.53	0.36	0.00	0.00	34042.0	49097.8	80158	29953.3	-10838.8	48200.1	0.62	0.62	5.000	0	0	5.729	50.3	SI	1.19	0.725	3794	3794	370	0.10	0.00										
12							194.8	180.3	-122.4	-135.0	0.59	0.40	0.00	0.00	34042.0	49097.8	80158	32219.1	-10838.8	48200.1	0.67	0.67	5.000	0	0	5.729	50.3	SI	1.19	0.725	3794	3794	47	0.01	0.00										
13							194.8	180.3	-122.4	-135.0	0.59	0.40	0.00	0.00	34042.0	49097.8	80158	32219.1	-10838.8	48200.1	0.67	0.67	5.000	0	0	5.729	50.3	SI	1.19	0.725	3794	3794	47	0.01	0.00										
14							213.6	197.7	-133.0	-146.8	0.64	0.44	0.00	0.00	34042.0	49097.8	80158	34135.0	-10838.8	48200.1	0.71	0.71	5.000	0	0	5.729	50.3	SI	1.19	0.725	3794	3794	434	0.11	0.00										
15							213.6	197.7	-133.0	-146.8	0.64	0.44	0.00	0.00	34042.0	49097.8	80158	34135.0	-10838.8	48200.1	0.71	0.71	5.000	0	0	5.729	50.3	SI	1.19	0.725	3794	3794	434	0.11	0.00										
16							220.1	203.8	-135.2	-149.3	0.66	0.45	0.00	0.00	34042.0	49097.8	80158	34454.6	-10838.8	48200.1	0.71	0.71	5.000	0	0	5.729	50.3	SI	1.19	0.725	3794	3794	918	0.24	0.00										

**LAVORO: SS128\_PO01- L=30.0 m - 2 TRAVI\_impalcato**  
**Verifica di resistenza sezioni in Classe 4**

**Dati**  
 coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità  
 coefficiente eta  
 pannelli irrigiditi (0) - non irrigiditi (1)  
 Resistenza di progetto soletta  
 Tensione di snervamento acciaio armature soletta

**Var**      **unità**  
 γM1            **1.10**  
 η                **1.20**  
 pan             **0**  
 fcd            MPa    **19.83**  
 fya            MPa    **450**


COMBINAZIONE **C2Vmin**

Sez	soletta			Armature soletta				piattabanda superiore		anima		piattabanda inferiore		TENSIONI AGENTI SU SEZIONE LORDA										CARATTERISTICHE DELLE SEZI										
	FRAME	LOC (m)	Progr (m)	Bcoll (m)	Hc (m)	Hcr (m)	Bcr (m)	Assup (m2)	yGs sup (m)	Asinf (m2)	yGs inf (m)	Beq (m)	tf (m)	hw (m)	tw (m)	Beq (m)	tf (m)	Status soletta	σA (Mpa)	σB (Mpa)	σC (Mpa)	σD (Mpa)	σAs_inf (Mpa)	σAs_sup (Mpa)	τ (Mpa)	fyfs (Mpa)	fyw (Mpa)	fyfi (Mpa)	PNA (m)	Classe	Aeff (m2)	yGa_eff (m)	Ixa_eff (m4)	WA_eff (m3)
1	1.000	0.000	0.000	4.962	0.240	0.070	0.540	0.008	0.250	0.008	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	-2.8	-2.4	13.5	13.8	14.8	16.3	-117.8	355.0	355.0	355.0	1.698	1				
2	1.000	0.700	0.700	5.059	0.240	0.070	0.540	0.008	0.250	0.008	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	31.4	30.5	-7.0	-7.8	10.9	10.5	-113.2	355.0	355.0	355.0	1.699	1				
3	2.000	0.000	0.700	5.059	0.240	0.070	0.540	0.008	0.250	0.008	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	31.4	30.5	-7.0	-7.8	10.9	10.5	-113.2	355.0	355.0	355.0	1.699	1				
4	2.000	2.520	3.220	5.408	0.240	0.070	0.540	0.008	0.250	0.008	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	138.9	133.8	-71.5	-75.9	0.1	-6.4	-97.0	355.0	355.0	355.0	1.779	1				
5	3.000	0.000	3.220	5.408	0.240	0.070	0.540	0.008	0.250	0.008	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	138.9	133.8	-71.5	-75.9	0.1	-6.4	-97.0	355.0	355.0	355.0	1.779	1				
6	3.000	2.500	5.720	5.754	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	222.1	213.8	-122.2	-129.4	-7.1	-17.7	-81.2	355.0	355.0	355.0	1.795	1				
7	4.000	0.000	5.720	5.754	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	222.1	213.8	-122.2	-129.4	-7.1	-17.7	-81.2	355.0	355.0	355.0	1.795	1				
8	4.000	2.500	8.220	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	283.0	272.3	-160.7	-170.0	-11.6	-25.1	-65.7	355.0	355.0	355.0	1.808	1				
9	5.000	0.000	8.220	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	283.0	272.3	-160.7	-170.0	-11.6	-25.1	-65.7	355.0	355.0	355.0	1.808	1				
10	5.000	0.780	9.000	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.700	0.035	1.625	0.020	0.900	0.040	reagente	297.7	286.5	-170.6	-180.5	-12.8	-27.1	-60.9	355.0	355.0	355.0	1.808	1				
11	6.000	0.000	9.000	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.654	0.065	1.560	0.018	0.853	0.075	reagente	191.1	177.2	-111.9	-123.9	-13.1	-22.9	-70.5	335.0	355.0	335.0	1.684	1				
12	6.000	1.720	10.720	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.654	0.065	1.560	0.018	0.853	0.075	reagente	207.1	192.0	-123.7	-136.8	-15.2	-25.7	-58.0	335.0	355.0	335.0	1.684	1				
13	7.000	0.000	10.720	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.654	0.065	1.560	0.018	0.853	0.075	reagente	207.1	192.0	-123.7	-136.8	-15.2	-25.7	-58.0	335.0	355.0	335.0	1.684	1				
14	7.000	2.500	13.220	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.654	0.065	1.560	0.018	0.853	0.075	reagente	219.0	202.8	-133.6	-147.6	-16.6	-27.7	-40.1	335.0	355.0	335.0	1.684	1				
15	8.000	0.000	13.220	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.654	0.065	1.560	0.018	0.853	0.075	reagente	219.0	202.8	-133.6	-147.6	-16.6	-27.7	-40.1	335.0	355.0	335.0	1.684	1				
16	8.000	2.500	15.720	6.000	0.240	0.070	0.540	0.009	0.250	0.009	0.100	0.654	0.065	1.560	0.018	0.853	0.075	reagente	217.9	201.7	-135.0	-149.0	-16.1	-27.0	-22.7	335.0	355.0	335.0	1.684	1				

ONI EFFICACI				Analisi elastica																Analisi plastica																Ver. stabilità pannelli d'anima									
Sez	WB_eff (m3)	WC_eff (m3)	WD_eff (m3)	MEd (kNm)	NEd (kN)	eN (m)	σA' C1Mmax (Mpa)	σB' C1Mmax (Mpa)	σC' C1Mmax (Mpa)	σD' C1Mmax (Mpa)	η1,inf	η1,sup	η1,inf grafico	η1,sup grafico	Mf,Rd (kNm)	MPI,Rd (kNm)	NPI,Rd (kN)	MEd (kN)	Ned (kN)	MN,Rd	η1,plast	η1	a (m)	n.irr.		κτ	(hw/t) max	lw	Xw	Vbw,Rd (kN)	Vb,Rd (kN)	VEd (kN)	η3	η1_s	η1_inter										
																								Long	Isl (m4)																				
1							-2.8	-2.4	13.5	13.8	0.01	0.04	0.00	0.00	20316.1	35450.4	61712	4269.8	-9011.6	34694.5	0.12	0.12	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	3827	0.84	0.00										
2							31.4	30.5	-7.0	-7.8	0.09	0.02	0.00	0.00	20339.4	35582.3	62419	6915.3	-9182.2	34812.3	0.20	0.20	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	3679	0.80	0.00										
3							31.4	30.5	-7.0	-7.8	0.09	0.02	0.00	0.00	20339.4	35582.3	62419	6915.3	-9182.2	34812.3	0.20	0.20	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	3679	0.80	0.00										
4							138.9	133.8	-71.5	-75.9	0.40	0.22	0.00	0.00	20356.9	35888.2	64571	15423.2	-9796.1	35062.2	0.44	0.44	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	3151	0.69	0.00										
5							138.9	133.8	-71.5	-75.9	0.40	0.22	0.00	0.00	20356.9	35888.2	64571	15423.2	-9796.1	35062.2	0.44	0.44	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	3151	0.69	0.00										
6							222.1	213.8	-122.2	-129.4	0.64	0.37	0.00	0.00	20331.8	36080.6	66464	22274.0	-10405.1	35196.3	0.63	0.63	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	2638	0.58	0.00										
7							222.1	213.8	-122.2	-129.4	0.64	0.37	0.00	0.00	20331.8	36080.6	66464	22274.0	-10405.1	35196.3	0.63	0.63	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	2638	0.58	0.00										
8							283.0	272.3	-160.7	-170.0	0.82	0.49	0.00	0.00	20360.6	36223.2	68128	27482.9	-10838.8	35306.4	0.78	0.78	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	2135	0.47	0.00										
9							283.0	272.3	-160.7	-170.0	0.82	0.49	0.00	0.00	20360.6	36223.2	68128	27482.9	-10838.8	35306.4	0.78	0.78	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	2135	0.47	0.00										
10							297.7	286.5	-170.6	-180.5	0.86	0.52	0.00	0.00	20360.6	36223.2	68128	28762.8	-10838.8	35306.4	0.81	0.81	5.000	0	0	5.763	50.5	SI	1.11	0.756	4579	4579	1980	0.43	0.00										
11							191.1	177.2	-111.9	-123.9	0.58	0.37	0.00	0.00	34042.0	49097.8	80158	29953.3	-10838.8	48200.1	0.62	0.62	5.000	0	0	5.729	50.3	SI	1.19	0.725	3794	3794	1980	0.52	0.00										
12							207.1	192.0	-123.7	-136.8	0.63	0.41	0.00	0.00	34042.0	49097.8	80158	32219.1	-10838.8	48200.1	0.67	0.67	5.000	0	0	5.729	50.3	SI	1.19	0.725	3794	3794	1629	0.43	0.00										
13							207.1	192.0	-123.7	-136.8	0.63	0.41	0.00	0.00	34042.0	49097.8	80158	32219.1	-10838.8	48200.1	0.67	0.67	5.000	0	0	5.729	50.3	SI	1.19	0.725	3794	3794	1629	0.43	0.00										
14							219.0	202.8	-133.6	-147.6	0.66	0.44	0.00	0.00	34042.0	49097.8	80158	34135.0	-10838.8	48200.1	0.71	0.71	5.000	0	0	5.729	50.3	SI	1.19	0.725	3794	3794	1127	0.30	0.00										
15							219.0	202.8	-133.6	-147.6	0.66	0.44	0.00	0.00	34042.0	49097.8	80158	34135.0	-10838.8	48200.1	0.71	0.71	5.000	0	0	5.729	50.3	SI	1.19	0.725	3794	3794	1127	0.30	0.00										
16							217.9	201.7	-135.0	-149.0	0.66	0.45	0.00	0.00	34042.0	49097.8	80158	34454.6	-10838.8	48200.1	0.71	0.71	5.000	0	0	5.729	50.3	SI	1.19	0.725	3794	3794	637	0.17	0.00										

**LAVORO: SS128\_PO01- L=30.0 m - 2 TRAVI\_impalcato****Verifica di resistenza sezioni in Classe 4**

Sez	INVILUPPI										
	FRAME	LOC (m)	Progr (m)	$\eta_{1,inf}$	$\eta_{1,sup}$	$\eta_{1,inf}$ grafico	$\eta_{1,sup}$ grafico	$\eta_{1,plast}$	$\eta_1$	$\eta_3$	$\eta_{1\_inter}$
1	1.000	0.000	0.000	0.01	0.04	0.00	0.00	0.12	0.12	0.84	0.74
2	1.000	0.700	0.700	0.11	0.11	0.11	0.11	0.20	0.20	0.80	0.70
3	2.000	0.000	0.700	0.11	0.11	0.11	0.11	0.20	0.20	0.80	0.70
4	2.000	2.520	3.220	0.45	0.41	0.24	0.28	0.44	0.44	0.69	0.00
5	3.000	0.000	3.220	0.45	0.41	0.24	0.28	0.44	0.44	0.69	0.00
6	3.000	2.500	5.720	0.70	0.57	0.38	0.45	0.63	0.63	0.58	0.00
7	4.000	0.000	5.720	0.70	0.57	0.38	0.45	0.63	0.63	0.58	0.00
8	4.000	2.500	8.220	0.90	0.69	0.50	0.58	0.78	0.78	0.47	0.00
9	5.000	0.000	8.220	0.90	0.69	0.50	0.58	0.78	0.78	0.47	0.00
10	5.000	0.780	9.000	0.95	0.72	0.53	0.61	0.81	0.81	0.43	0.00
11	6.000	0.000	9.000	0.64	0.57	0.34	0.44	0.62	0.62	0.52	0.00
12	6.000	1.720	10.720	0.69	0.61	0.37	0.48	0.67	0.67	0.43	0.00
13	7.000	0.000	10.720	0.69	0.61	0.37	0.48	0.67	0.67	0.43	0.00
14	7.000	2.500	13.220	0.74	0.64	0.40	0.52	0.71	0.71	0.30	0.00
15	8.000	0.000	13.220	0.74	0.64	0.40	0.52	0.71	0.71	0.30	0.00
16	8.000	2.500	15.720	0.75	0.65	0.41	0.52	0.71	0.71	0.24	0.00
17	9.000	0.000	15.720	0.75	0.65	0.41	0.52	0.71	0.71	0.24	0.00
18	9.000	2.500	18.220	0.72	0.63	0.39	0.50	0.69	0.69	0.37	0.00
19	10.000	0.000	18.220	0.72	0.63	0.39	0.50	0.69	0.69	0.37	0.00
20	10.000	2.500	20.720	0.65	0.58	0.35	0.45	0.63	0.63	0.51	0.00
21	11.000	0.000	20.720	0.65	0.58	0.35	0.45	0.63	0.63	0.51	0.00
22	11.000	0.280	21.000	0.64	0.57	0.34	0.44	0.62	0.62	0.52	0.00
23	12.000	0.000	21.000	0.95	0.72	0.53	0.61	0.81	0.81	0.43	0.00
24	12.000	2.220	23.220	0.79	0.63	0.44	0.51	0.70	0.70	0.53	0.00
25	13.000	0.000	23.220	0.79	0.63	0.44	0.51	0.70	0.70	0.53	0.00
26	13.000	2.500	25.720	0.56	0.49	0.30	0.36	0.53	0.53	0.64	0.00
27	14.000	0.000	25.720	0.56	0.49	0.30	0.36	0.53	0.53	0.64	0.00
28	14.000	2.500	28.220	0.27	0.31	0.21	0.26	0.31	0.31	0.75	0.00
29	15.000	0.000	28.220	0.27	0.31	0.21	0.26	0.31	0.31	0.75	0.00
30	15.000	1.080	29.300	0.11	0.11	0.11	0.11	0.20	0.20	0.80	0.70
31	16.000	0.000	29.300	0.11	0.11	0.11	0.11	0.20	0.20	0.80	0.70
32	16.000	0.700	30.000	0.01	0.04	0.00	0.00	0.12	0.12	0.84	0.74

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 GRUPPO FS ITALIANE
CA-356	<i>Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu</i>	

**15 ALLEGATO 5 – IMPALCATO - VERIFICA DELLE SALDATURE LONGITUDINALI  
DELLE TRAVI PRINCIPALI**

**LAVORO: SS128\_PO01- L=30.0 m - 2 TRAVI\_impalcato**


**Verifica delle saldature longitudinali**

<b>Verifica saldature longitudinali</b>	<b>Var</b>	<b>unità</b>	
resistenza a snervamento dell'acciaio delle anime	fy	Mpa	355
Coefficiente beta 1	β1		0.70
Coefficiente beta 2	β2		0.85
Calcolo delle azioni per effetti locali			
peso proprio soletta	Qc1	kN/ml	55.1
permanenti portati	Qc2	kN/ml	23.7
Carico accidentale fattorizzato per verifiche SLU	Qik	kN	150
larghezza di diffusione in dir. longitudinale	Ld	m	1.24
Carico accidentale distribuito	Qik		121.0
Fattore parziale per verifiche SLU	γc		1.35
Carico complessivo fattorizzato	Qtot		269.6
Classe di resistenza a fatica per saldature longitudinali	Δtc	Mpa	80.0
Coefficiente di resistenza parziale	γMf		1.35
resistenza di calcolo a fatica	Δtc/γMf	Mpa	27.1

Sez	FRAME	LOC (m)	Progr (m)	X lato (m)	a gola (m)	Vde (kN)	VERIFICHE SLU							VERIFICHE A FATICA							
							fibra B			fibra C				fibra B				fibra C			
							Sx/lx (m-1)	τ par (Mpa)	Ver SLU	Sx/lx (m-1)	τ par (Mpa)	oper (Mpa)	sid (Mpa)	Ver SLU	ΔVde (kN)	Sx/lx (m-1)	τ par (Mpa)	Ver fat	Sx/lx (m-1)	τ par (Mpa)	Ver fat
1	1	0.000	0.000	0.010	0.007	3826.9	0.54680	147.97	OK!	0.47664	128.98	19.07	130.4	OK!	422.3	0.54680	16.33	OK!	0.49156	14.68	OK!
2	1	0.700	0.700	0.010	0.007	3678.7	0.54680	142.24	OK!	0.47664	123.98	19.07	125.4	OK!	414.0	0.54680	16.01	OK!	0.49385	14.46	OK!
3	2	0.000	0.700	0.010	0.007	3678.7	0.54680	142.24	OK!	0.47664	123.98	19.07	125.4	OK!	414.0	0.54680	16.01	OK!	0.49385	14.46	OK!
4	2	2.520	3.220	0.010	0.007	3151.3	0.54680	121.84	OK!	0.47664	106.21	19.07	107.9	OK!	387.0	0.54680	14.97	OK!	0.50055	13.70	OK!
5	3	0.000	3.220	0.010	0.007	3151.3	0.54680	121.84	OK!	0.47664	106.21	19.07	107.9	OK!	387.0	0.54680	14.97	OK!	0.50055	13.70	OK!
6	3	2.500	5.720	0.010	0.007	2638.0	0.54680	102.00	OK!	0.47664	88.91	19.07	90.9	OK!	369.3	0.54680	14.28	OK!	0.50601	13.21	OK!
7	4	0.000	5.720	0.010	0.007	2638.0	0.54680	102.00	OK!	0.47664	88.91	19.07	90.9	OK!	369.3	0.54680	14.28	OK!	0.50601	13.21	OK!
8	4	2.500	8.220	0.010	0.007	2134.7	0.54680	82.54	OK!	0.47664	71.95	19.07	74.4	OK!	353.5	0.54680	13.67	OK!	0.51024	12.75	OK!
9	5	0.000	8.220	0.010	0.007	2134.7	0.54680	82.54	OK!	0.47664	71.95	19.07	74.4	OK!	353.5	0.54680	13.67	OK!	0.51024	12.75	OK!
10	5	0.780	9.000	0.010	0.007	1979.6	0.54680	76.54	OK!	0.47664	66.72	19.07	69.4	OK!	351.6	0.54680	13.60	OK!	0.51024	12.69	OK!
11	6	0.000	9.000	0.009	0.006	1979.6	0.59026	91.81	OK!	0.54033	84.04	21.18	86.7	OK!	351.6	0.59026	16.31	OK!	0.45645	12.61	OK!
12	6	1.720	10.720	0.009	0.006	1628.8	0.59026	75.54	OK!	0.54033	69.15	21.18	72.3	OK!	347.6	0.59026	16.12	OK!	0.45645	12.46	OK!
13	7	0.000	10.720	0.009	0.006	1628.8	0.59026	75.54	OK!	0.54033	69.15	21.18	72.3	OK!	347.6	0.59026	16.12	OK!	0.45645	12.46	OK!
14	7	2.500	13.220	0.009	0.006	1127.3	0.59026	52.28	OK!	0.54033	47.86	21.18	52.3	OK!	346.9	0.59026	16.09	OK!	0.45645	12.44	OK!
15	8	0.000	13.220	0.009	0.006	1127.3	0.59026	52.28	OK!	0.54033	47.86	21.18	52.3	OK!	346.9	0.59026	16.09	OK!	0.45645	12.44	OK!
16	8	2.500	15.720	0.009	0.006	917.7	0.59026	42.56	OK!	0.54033	38.96	21.18	44.3	OK!	346.9	0.59026	16.09	OK!	0.45645	12.44	OK!
17	9	0.000	15.720	0.009	0.006	917.7	0.59026	42.56	OK!	0.54033	38.96	21.18	44.3	OK!	346.9	0.59026	16.09	OK!	0.45645	12.44	OK!
18	9	2.500	18.220	0.009	0.006	1415.0	0.59026	65.62	OK!	0.54033	60.07	21.18	63.7	OK!	346.9	0.59026	16.09	OK!	0.45645	12.44	OK!
19	10	0.000	18.220	0.009	0.006	1415.0	0.59026	65.62	OK!	0.54033	60.07	21.18	63.7	OK!	346.9	0.59026	16.09	OK!	0.45645	12.44	OK!
20	10	2.500	20.720	0.009	0.006	1922.2	0.59026	89.14	OK!	0.54033	81.60	21.18	84.3	OK!	351.0	0.59026	16.28	OK!	0.45645	12.59	OK!
21	11	0.000	20.720	0.009	0.006	1922.2	0.59026	89.14	OK!	0.54033	81.60	21.18	84.3	OK!	351.0	0.59026	16.28	OK!	0.45645	12.59	OK!
22	11	0.280	21.000	0.009	0.006	1979.6	0.59026	91.81	OK!	0.54033	84.04	21.18	86.7	OK!	351.6	0.59026	16.31	OK!	0.45645	12.61	OK!
23	12	0.000	21.000	0.010	0.007	1979.6	0.54680	76.54	OK!	0.47664	66.72	19.07	69.4	OK!	351.6	0.54680	13.60	OK!	0.51024	12.69	OK!
24	12	2.220	23.220	0.010	0.007	2423.4	0.54680	93.70	OK!	0.47664	81.68	19.07	83.9	OK!	361.7	0.54680	13.99	OK!	0.50847	13.01	OK!
25	13	0.000	23.220	0.010	0.007	2423.4	0.54680	93.70	OK!	0.47664	81.68	19.07	83.9	OK!	361.7	0.54680	13.99	OK!	0.50847	13.01	OK!
26	13	2.500	25.720	0.010	0.007	2932.5	0.54680	113.38	OK!	0.47664	98.83	19.07	100.7	OK!	379.5	0.54680	14.67	OK!	0.50269	13.49	OK!
27	14	0.000	25.720	0.010	0.007	2932.5	0.54680	113.38	OK!	0.47664	98.83	19.07	100.7	OK!	379.5	0.54680	14.67	OK!	0.50269	13.49	OK!
28	14	2.500	28.220	0.010	0.007	3451.5	0.54680	133.45	OK!	0.47664	116.33	19.07	117.9	OK!	401.2	0.54680	15.51	OK!	0.49690	14.10	OK!



							VERIFICHE SLU					VERIFICHE A FATICA									
							fibra B			fibra C					fibra B				fibra C		
Sez	FRAME	LOC (m)	Progr (m)	X lato (m)	a gola (m)	Vde (kN)	Sx/lx (m-1)	τ par (Mpa)	Ver SLU	Sx/lx (m-1)	τ par (Mpa)	σper (Mpa)	sid (Mpa)	Ver SLU	ΔVde (kN)	Sx/lx (m-1)	τ par (Mpa)	Ver fat	Sx/lx (m-1)	τ par (Mpa)	Ver fat
29	15	0.000	28.220	0.010	0.007	3451.5	0.54680	133.45	OK!	0.47664	116.33	19.07	117.9	OK!	401.2	0.54680	15.51	OK!	0.49690	14.10	OK!
30	15	1.080	29.300	0.010	0.007	3678.7	0.54680	142.24	OK!	0.47664	123.98	19.07	125.4	OK!	414.0	0.54680	16.01	OK!	0.49385	14.46	OK!
31	16	0.000	29.300	0.010	0.007	3678.7	0.54680	142.24	OK!	0.47664	123.98	19.07	125.4	OK!	414.0	0.54680	16.01	OK!	0.49385	14.46	OK!
32	16	0.700	30.000	0.010	0.007	3826.9	0.54680	147.97	OK!	0.47664	128.98	19.07	130.4	OK!	422.3	0.54680	16.33	OK!	0.49156	14.68	OK!

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 GRUPPO FS ITALIANE
CA-356	<i>Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu</i>	


**16 ALLEGATO 6 – IMPALCATO – TRAVI PRINCIPALI - VERIFICA DELLE  
CONNESSIONI A PIOLI**



coeff. Par. 1.00    coeff. Par. 0.60    coeff. Par. 0.60

Modello di carico di fatica **LM3**

Verifiche SLE																	Verifiche a Fatica							Risultati					
Ritiro		Var. Ter.+		Var. Ter.-		Carichi mobili				Combinazioni				Involuppi															
azioni alle estremità	iperstatico	azioni alle estremità	iperstatico	azioni alle estremità	iperstatico	CMmax	CMmin	CVmax	CVmin	Vento	C1 Mmax	C2 Mmax	C1 Vmax	C2 Vmax	Sd	c.u.	λ1	λmax	λ	ΔτE	ΔσE	ΔτE/Δτ <sub>rid</sub> ≤1.0	ΔσE/Δσ <sub>rid</sub> ≤1.0	Interazione ≤1.3	c.u.	FS_max	Status	Condizione Dominante	
Sdrit <sub>code</sub> (kN)	Sdrit3 (kN)	SdDT+ <sub>code</sub> (kN)	SdDT+3 (kN)	SdDT- <sub>code</sub> (kN)	SdDT-3 (kN)	SdCMmax (kN)	SdCMmin (kN)	SdCVmax (kN)	SdCVmin (kN)	Sdq5 (kN)	SdC1 (kN)	SdC2 (kN)	SdC1 (kN)	SdC2 (kN)	Sd (kN)	c.u.													
276.6	0.0	-91.0	0.0	91.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-794.7	-5.1	188.0	-270.5	188.0	-1065.2	1065.2	0.65	0.00	0.00	0.00	61.6	0.0	0.79	0.00	0.79	0.79	0.79	OK!	Fatica	
237.6	0.0	-78.2	0.0	78.2	0.0	-770.7	0.0	6.1	-770.9	-4.9	143.8	-1020.8	149.9	-1020.9	1020.9	0.62	0.00	0.00	0.00	60.4	0.0	0.77	0.00	0.77	0.77	0.77	OK!	Fatica	
237.6	0.0	-78.2	0.0	78.2	0.0	-770.7	0.0	6.1	-770.9	-4.9	143.8	-1020.8	149.9	-1020.9	1020.9	0.62	0.00	0.00	0.00	60.4	0.0	0.77	0.00	0.77	0.77	0.77	OK!	Fatica	
97.1	0.0	-31.9	0.0	31.9	0.0	-682.6	0.0	48.5	-686.0	-4.1	-697.1	-858.1	-700.5	-861.5	861.5	0.52	0.00	0.00	0.00	57.1	0.0	0.73	0.00	0.73	0.73	0.73	OK!	Fatica	
97.1	0.0	-31.9	0.0	31.9	0.0	-682.6	0.0	48.5	-686.0	-4.1	-697.1	-858.1	-700.5	-861.5	861.5	0.52	0.00	0.00	0.00	57.1	0.0	0.73	0.00	0.73	0.73	0.73	OK!	Fatica	
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-593.5	0.0	99.4	-604.3	-3.2	-707.8	-707.8	-718.6	-718.6	718.6	0.44	0.00	0.00	0.00	54.1	0.0	0.69	0.00	0.69	0.69	0.69	OK!	Fatica	
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-593.5	0.0	99.4	-604.3	-3.2	-707.8	-707.8	-718.6	-718.6	718.6	0.44	0.00	0.00	0.00	54.1	0.0	0.69	0.00	0.69	0.69	0.69	OK!	Fatica	
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-242.2	0.0	154.7	-525.0	-2.4	-326.3	-326.3	-609.2	-609.2	609.2	0.37	0.00	0.00	0.00	51.7	0.0	0.66	0.00	0.66	0.66	0.66	OK!	Fatica	
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-242.2	0.0	154.7	-525.0	-2.4	-326.3	-326.3	-609.2	-609.2	609.2	0.37	0.00	0.00	0.00	51.7	0.0	0.66	0.00	0.66	0.66	0.66	OK!	Fatica	
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-213.1	0.0	172.7	-500.4	-2.1	-287.6	-287.6	-574.9	-574.9	574.9	0.35	0.00	0.00	0.00	51.6	0.0	0.66	0.00	0.66	0.66	0.66	OK!	Fatica	
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-198.8	0.0	161.1	-466.8	-2.0	-265.5	-265.5	-533.5	-533.5	533.5	0.43	0.00	0.00	0.00	68.8	0.0	0.88	0.00	0.88	0.88	0.88	OK!	Fatica	
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-139.0	0.0	199.4	-417.5	-1.4	-186.6	-186.6	-465.1	-465.1	465.1	0.38	0.00	0.00	0.00	68.8	0.0	0.88	0.00	0.88	0.88	0.88	OK!	Fatica	
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-139.0	0.0	199.4	-417.5	-1.4	-186.6	-186.6	-465.1	-465.1	465.1	0.38	0.00	0.00	0.00	68.8	0.0	0.88	0.00	0.88	0.88	0.88	OK!	Fatica	
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-52.2	0.0	258.4	-349.1	-0.6	-72.0	-72.0	-368.9	-368.9	368.9	0.30	0.00	0.00	0.00	68.8	0.0	0.88	0.00	0.88	0.88	0.88	OK!	Fatica	
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-52.2	0.0	258.4	-349.1	-0.6	-72.0	-72.0	-368.9	-368.9	368.9	0.30	0.00	0.00	0.00	68.8	0.0	0.88	0.00	0.88	0.88	0.88	OK!	Fatica	
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	15.3	0.0	321.3	-284.6	0.2	23.3	23.3	329.3	329.3	329.3	0.27	0.00	0.00	0.00	68.8	0.0	0.88	0.00	0.88	0.88	0.88	OK!	Fatica	
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	15.3	0.0	321.3	-284.6	0.2	23.3	23.3	329.3	329.3	329.3	0.27	0.00	0.00	0.00	68.8	0.0	0.88	0.00	0.88	0.88	0.88	OK!	Fatica	
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	102.2	0.0	388.0	-224.0	1.0	138.0	138.0	423.8	423.8	423.8	0.34	0.00	0.00	0.00	68.8	0.0	0.88	0.00	0.88	0.88	0.88	OK!	Fatica	
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	102.2	0.0	388.0	-224.0	1.0	138.0	138.0	423.8	423.8	423.8	0.34	0.00	0.00	0.00	68.8	0.0	0.88	0.00	0.88	0.88	0.88	OK!	Fatica	
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	189.1	0.0	458.6	-167.2	1.9	252.7	252.7	522.2	522.2	522.2	0.42	0.00	0.00	0.00	68.8	0.0	0.88	0.00	0.88	0.88	0.88	OK!	Fatica	
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	189.1	0.0	458.6	-167.2	1.9	252.7	252.7	522.2	522.2	522.2	0.42	0.00	0.00	0.00	68.8	0.0	0.88	0.00	0.88	0.88	0.88	OK!	Fatica	
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	198.8	0.0	466.8	-161.1	2.0	265.5	265.5	533.5	533.5	533.5	0.43	0.00	0.00	0.00	68.8	0.0	0.88	0.00	0.88	0.88	0.88	OK!	Fatica	
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	213.1	0.0	500.4	-172.7	2.1	287.6	287.6	574.9	574.9	574.9	0.35	0.00	0.00	0.00	51.6	0.0	0.66	0.00	0.66	0.66	0.66	OK!	Fatica	
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	555.4	0.0	570.6	-122.3	2.9	657.1	657.1	672.3	672.3	672.3	0.41	0.00	0.00	0.00	52.8	0.0	0.67	0.00	0.67	0.67	0.67	OK!	Fatica	
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	555.4	0.0	570.6	-122.3	2.9	657.1	657.1	672.3	672.3	672.3	0.41	0.00	0.00	0.00	52.8	0.0	0.67	0.00	0.67	0.67	0.67	OK!	Fatica	
-38.0	0.0	12.5	0.0	-12.5	0.0	645.0	0.0	651.0	-69.5	3.7	725.6	788.6	731.6	794.6	794.6	0.48	0.00	0.00	0.00	55.8	0.0	0.71	0.00	0.71	0.71	0.71	OK!	Fatica	
-38.0	0.0	12.5	0.0	-12.5	0.0	645.0	0.0	651.0	-69.5	3.7	725.6	788.6	731.6	794.6	794.6	0.48	0.00	0.00	0.00	55.8	0.0	0.71	0.00	0.71	0.71	0.71	OK!	Fatica	
-177.4	0.0	58.4	0.0	-58.4	0.0	733.2	0.0	734.2	-21.2	4.6	-75.8	951.5	-97.0	952.5	952.5	0.58	0.00	0.00	0.00	58.8	0.0	0.75	0.00	0.75	0.75	0.75	OK!	Fatica	
-177.4	0.0	58.4	0.0	-58.4	0.0	733.2	0.0	734.2	-21.2	4.6	-75.8	951.5	-97.0	952.5	952.5	0.58	0.00	0.00	0.00	58.8	0.0	0.75	0.00	0.75	0.75	0.75	OK!	Fatica	
-237.6	0.0	78.2	0.0	-78.2	0.0	770.7	0.0	770.9	-6.1	4.9	-143.8	1020.8	-149.9	1020.9	1020.9	0.62	0.00	0.00	0.00	60.4	0.0	0.77	0.00	0.77	0.77	0.77	OK!	Fatica	
-237.6	0.0	78.2	0.0	-78.2	0.0	770.7	0.0	770.9	-6.1	4.9	-143.8	1020.8	-149.9	1020.9	1020.9	0.62	0.00	0.00	0.00	60.4	0.0	0.77	0.00	0.77	0.77	0.77	OK!	Fatica	
-276.6	0.0	91.0	0.0	-91.0	0.0	0.0	0.0	794.7	0.0	5.1	-188.0	270.5	-188.0	1065.2	1065.2	0.65	0.00	0.00	0.00	61.6	0.0	0.79	0.00	0.79	0.79	0.79	OK!	Fatica	

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 GRUPPO FS ITALIANE
CA-356	<i>Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu</i>	

**17 ALLEGATO 7 – SOTTOSTRUTTURE: SPALLA SPA**

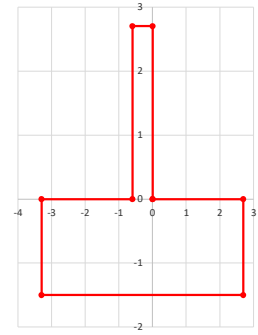
## LAVORO: SS128 - PO01 - SPALLA SPA

## Dati e risoluzione della palificata

## Caratteristiche geometriche elevazione

N.B. Origine mezzeria spigolo anteriore muro frontale

Descrizione	Lx sup (m)	Lx inf (m)	Ly (m)	h (m)	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)
Paragliaia - 1	0.60	0.60	12.29	2.71	0.00	0.00	0.00
Muro frontale - 2	0.00	0.00	12.29	0.00	0.00	0.00	0.00
Muro frontale - 3	0.00	0.00	12.29	0.00	0.00	0.00	0.00
Muro frontale - 4	0.60	0.60	12.29	0.00	0.00	0.00	0.00
Muro risolto posteriore sx - 1	2.76	2.76	0.50	2.68	-0.60	-5.90	0.00
Muro risolto posteriore sx - 2	2.76	2.76	0.50	0.00	0.00	-5.90	0.00
Muro risolto posteriore sx - 3	2.76	2.76	0.50	0.00	0.00	-5.90	0.00
Muro risolto posteriore sx - 4	2.76	2.76	0.50	0.00	-0.60	-5.90	0.00
Muro risolto posteriore dx - 1	2.76	2.76	0.50	2.68	-0.60	5.90	0.00
Muro risolto posteriore dx - 2	2.76	2.76	0.50	0.00	0.00	5.90	0.00
Muro risolto posteriore dx - 3	2.76	2.76	0.50	0.00	0.00	5.90	0.00
Muro risolto posteriore dx - 4	2.76	2.76	0.50	0.00	-0.60	5.90	0.00
Cordolo risolto sx	2.76	2.76	0.75	0.50	-0.60	-5.27	2.43
Cordolo risolto dx	2.76	2.76	0.75	0.50	-0.60	5.27	2.43
Orecchia sx - 1	2.00	2.00	0.50	0.70	-3.36	-5.90	1.98
Orecchia sx - 2	2.00	0.00	0.50	1.33	-3.36	-5.90	0.65
Orecchia dx - 1	2.00	2.00	0.50	0.70	-3.36	5.90	1.98
Orecchia dx - 2	2.00	0.00	0.50	1.33	-3.36	5.90	0.65



## Caratteristiche geometriche fondazione

N.B. Origine mezzeria spigolo anteriore muro frontale

Descrizione	Lx (m)	Ly (m)	h (m)	Disx (m)	Disy (m)
Zattera di fondazione	6.00	13.80	1.50	-2.70	0.00

## Caratteristiche geometriche complessive muro frontale (Paragliaia+Muro frontale)

Coordinate baricentro rispetto a mezzeria spigolo anteriore muro frontale

Descrizione	Valore	Unità	
Altezza complessiva elevazione	Hfron	m	2.71
Area sezione trasversale	Afron	m <sup>2</sup>	1.62
Volume c.a.	Vfron	mc	19.95
Xbaricentro	Xg fron	m	-0.30
Ybaricentro	Yg fron	m	0.00
Zbaricentro	Zg fron	m	1.35
Dis. spigolo ant. Baric. spiccato	Lxinf/2	m	0.30

## Caratteristiche geometriche complessive elevazione (Paragliaia+Muro frontale+muri risolto +Cordoli risolto+Orecchie+Valette+Speroni)

Coordinate baricentro rispetto a mezzeria spigolo anteriore muro frontale

Descrizione	Valore	Unità	
Volume c.a.	Vele	mc	32.14
Xbaricentro	Xg ele	m	-1.13
Ybaricentro	Yg ele	m	0.00
Zbaricentro	Zg ele	m	1.49

## Caratteristiche geometriche complessive fondazione

Coordinate baricentro rispetto a mezzeria spigolo anteriore zattera di fondazione

Descrizione	Valore	Unità	
Volume c.a.	Vfon	mc	124.20
Xbaricentro	Xg fon	m	-3.00
Ybaricentro	Yg fon	m	0.00
Zbaricentro	Zg fon	m	0.75

Note:

Lx sup: lunghezza in direzione x della faccia superiore

Lx inf: lunghezza in direzione y della faccia inferiore

h: altezza del parallelepipedo

Dx: distanza in dir. X tra faccia anteriore e faccia muro frontale

Dy: distanza in dir. Y tra mezzeria parallelepipedo e mezzeria muro frontale

Dz: distanza in dir. Z tra faccia inferiore e spiccato muro frontale

Disx: Disassamento in dir. X mezzeria faccia anteriore muro frontale rispetto a mezzeria faccia anteriore zattera di fondazione

Disy: Disassamento in dir. Y mezzeria faccia anteriore muro frontale rispetto a mezzeria faccia anteriore zattera di fondazione

## Caratteristiche terreno di rinterro a tergo spalla

Descrizione	Valore	Unità	
Angolo d'attrito	φ	deg	35.0
peso di volume	γ	kN/m <sup>3</sup>	18.0
Coefficiente di spinta attiva (Rankine)	ka		0.271
Coefficiente di spinta a riposo	k0		0.426
Condizioni di spinta: 1 - attiva; 2 - riposo	Tip. spinta		2
Coefficiente di spinta di calcolo	K		0.426

## Caratteristiche geometriche complessive rinterro

Descrizione	Lx sup (m)	Lx inf (m)	Ly (m)	h (m)	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)
Rinterro - 1	2.76	2.76	11.29	2.71	-0.60	0.00	0.00
Rinterro - 2	2.76	2.76	11.29	0.00	0.00	0.00	0.00
Rinterro - 3	2.76	2.76	11.29	0.00	0.00	0.00	0.00
Rinterro - 4	2.76	2.76	11.29	0.00	-0.60	0.00	0.00

Coordinate baricentro rispetto a mezzeria spigolo anteriore zattera di fondazione

Descrizione	Valore	Unità	
Volume rinterro	Vrin	mc	84.29
Xbaricentro	Xg rin	m	-4.68
Ybaricentro	Yg rin	m	0.00
Zbaricentro	Zg rin	m	2.85

## Dati sovraccarico terrapieno

Descrizione	Valore	Unità	
sovraccarico	Q	kN/m <sup>2</sup>	20.0

## AZIONI TRASMESSE DALLA SPALLA

Rispetto al baricentro della palificata

Peso proprio spalla			
Peso proprio spalla	Fzg1	kN	3909
Momento longitudinale	Myg1	kNm	-664
Momento trasversale	Mxg1	kNm	0.0
Peso terreno su fondazione			
Peso rinterro	Fzg2	kN	1517
Momento longitudinale	Myg1	kNm	-2549
Momento trasversale	Mxg1	kNm	0.0
Spinta statica del terreno			
Spinta in direzione longitudinale	Fxg3	kN	936
Momento longitudinale	Myg3	kNm	1313
Effetti del sovraccarico stradale sul rilevato			
Spinta in direzione longitudinale	Fxg3	kN	495
Carico verticale	Fzg3	kN	623
Momento longitudinale	Myg3	kNm	31
Azioni sismiche			
parametri sismici			
Categoria di suolo fondazione	Cat		B
Fattore Ss			1.20
Fattore St			1.0

## LAVORO: SS128 - PO01 - SPALLA SPA

## Dati e risoluzione della palificata

Fattore S	S	1.20
Valore di ag/g	ag/g	0.061
fattore bm	$\beta m$	1.00
Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.073
Coefficiente sismico verticale	kv	0.037

Struttura che ammette spostamenti: 1 - si: 2 - no	Tip spost	1
---	-----------	---

K0 statica e Mononobe-Okabe Sismica - OK

## Spinte del terreno in caso sismico (Mononobe-Okabe) - ipotesi struttura che ammette spostamenti (q6.1)

angolo d'inclinazione rispetto all'orizzontale del paramento	$\nu$	deg	90
angolo d'inclinazione rispetto all'orizzontale del terrapieno	$\beta$	deg	0
angolo d'attrito terra-muro	$\delta$	deg	0
Altezza del terrapieno	H	m	4.21
peso specifico del terreno	$\gamma^*$	kN/mc	18.0
tangente teta a= kh/(1+kv)	$\tan\theta a$		0.071
angolo teta a	$\theta a$	deg	4.0
coefficiente di spinta attiva Ka-a	Ka-a		0.310
tangente teta b= kh/(1-kv)	$\tan\theta b$		0.076
angolo teta b	$\theta b$	deg	4.3
coefficiente di spinta attiva Ka-b	Ka-b		0.313
Spinta totale del terreno -a	Ed-a	kN	705.8
Spinta totale del terreno -b	Ed-b	kN	662.7
Spinta massima in caso sismico	Ed	kN	705.8
altezza di applicazione	H	kN	2.10
Momento longitudinale	MyDP	kNm	1484

## Spinte complessive del terreno in caso sismico di calcolo

Condizioni di spinta adottate:	Struttura che ammette spostamenti (Mononobe - Okabe)		
Spinta del terreno	Es	kN	706
Momento longitudinale	MyEs	kNm	1484
<b>Forze inerziali</b>			
<i>Sisma longitudinale</i>			
Forza orizzontale longitudinale	FxE.2x	kN	397
Momento longitudinale	MyE.2x	kNm	663
<i>Sisma trasversale</i>			
Forza orizzontale trasversale	FyE.2y	kN	397
Momento trasversale	MxE.2y	kNm	663
<i>Sisma verticale</i>			
Forza verticale	FzE.2z	kN	-199
Momento longitudinale	MyE.2z	kNm	118
Momento trasversale	MxE.2z	kNm	0

## AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO (RIFERITE AL BARICENTRO APPOGGI)

Altezza appoggi + baggioli + muro frontale + fondazioni	2.00
Distanza asse appoggi - asse fondazione	2.00

	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
g1a	0	0	2237	0	0
g2a	0	0	757	0	0
e4	0	0	0	0	0
e2	0	0	0	0	0
q1a	0	0	1948	3298	0
q1b	0	0	1565	4294	0
q1c	0	0	1528	-3298	0
q1d	0	0	1565	-4294	0
q3	446	0	0	0	0
q4a	0	0	0	0	0
q4b	0	0	0	0	0
q5a	0	109	0	229	0
q5b	0	109	0	229	0
q7a	0	0	0	0	0
q7b	0	0	0	0	0
q9	90	0	0	0	0
Ex	1391	0	0	0	0
Ey	0	219	0	413	0
Ez	0	0	181	0	0

## RIEPILOGO SOLLECITAZIONI RISPETTO A BARICENTRO PALI

Coordinate baricentro pali	=	3.00	coordinata x
x	=	0.50	coordinata y
y	=	0.00	coordinata z
z	=		

	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
g1a	0	0	2237	1118	-4474
g1b-sp	0	0	3909	1954	664
g2a	0	0	757	378	-1514
g2b-sp	0	0	1517	759	2549
g3-sp	936	0	0	0	-1313
e4	0	0	0	0	0
e2	0	0	0	0	0
q1a	0	0	1948	4272	-3896
q1b	0	0	1565	5077	-3131
q1c	0	0	1528	-2534	-3056
q1d	0	0	1565	-3511	-3131
q1e-sp	495	0	623	312	-31
q3	446	0	0	0	-893
q4a	0	0	0	0	0
q4b	0	0	0	0	0
q5a	0	109	0	448	0
q5b	0	109	0	448	0
q7a	0	0	0	0	0
q7b	0	0	0	0	0
q9	90	0	0	0	-180
Ex	1391	0	0	0	-2782
Ey	0	219	0	851	0
Ez	0	0	181	91	-362
E.1x-sp	706	0	0	0	-1484
E.2x-sp	397	0	0	0	-663
E.2y-sp	0	397	0	663	0
E.2z-sp	0	0	-199	99	-118











## LAVORO: SS128 - PO01 - SPALLA SPA

### Calcolo e verifica zattera di fondazione

#### MENSOLA ANTERIORE

Modello di calcolo:

Tirante - puntone

12.29

Dati	var	unità	
Altezza della mensola	h	m	1.5
numero di file che caricano la mensola	np		1
distanza tra palo 1° fila e sezione di incastro	bt	m	1.70
distanza tra palo 2° fila e sezione di incastro	bt	m	
copriferro	bt	m	0.142
larghezza puntone	b	m	2.80
larghezza collaborante	bt	m	2.80
resistenza a compressione caratteristica cls	Rck	Mpa	40
resistenza a compressione caratteristica cls	fck	Mpa	32
resistenza di calcolo cls	fcd	Mpa	18.1
resistenza di calcolo acciaio armatura	0.75	0.5	391
altezza della mensola ridotta	d	m	1.36
lunghezza del tirante 1° palo	l1	m	1.97
fattore lambda ( $l1 / 0.9d$ ) = arctan $\psi$	$\lambda_1$	2.03	1.61
lunghezza del tirante 2° palo	l2	m	0.27
fattore lambda ( $l2 / 0.9d$ ) = arctan $\psi$	$\lambda_2$	2.03	0.22
fattore c (1.0 no staffe - 1.5 staffe)	c		1.0
Classe di esposizione	CIE		XA1
Condizioni ambientali	Cond_Am		Aggressive

Armatura mensola anteriore	passo	n.barre	$\phi$	c	As
sezione di larghezza pari a bt	cm	bt/passi	mm	m	mmq
primo strato dal basso	20	14	24	0.078	6333
secondo strato dal basso	20	14	24	0.142	6333
terzo strato dal basso	20	14	24	0.206	6333
quarto strato dal basso	0	0	24	0.270	0
Armatura effettivamente disposta			24	0.142	19000

#### VERIFICA SLU

Sollecitazioni massime	P1max	P2max	Hmax	Tmax	Asmin	Nmax
Combinazione di carico	kN	kN	kN	kN	mmq	kN
SLU-STR	3055.8	0.0	309.7	4746.2	12129	5584.1
SLU-SIS	1750.2	0.0	323.8	2864.8	7321	3370.6
				<b>4746.2</b>	<b>12129</b>	<b>5584.1</b>

Armatura effettivamente adottata	As	mmq	19000	OK!
Resistenza del tirante	Rt	kN	7434.9	
Coefficiente di utilizzo lato acciaio	c.u.acc		64%	OK!
Resistenza del puntone	Rc	kN	14531.4	
Coefficiente di utilizzo lato calcestruzzo	c.u.cls		38%	OK!

#### VERIFICA SLE-CARATTERISTICA

Sollecitazioni massime	P1max	P2max	Hmax	Tmax	$\sigma_s$
Combinazione di carico	kN	kN	kN	kN	Mpa
SLE-CARATTERISTICA	2263.5	0.0	230.6	3516.9	185

## LAVORO: SS128 - PO01 - SPALLA SPA

### Calcolo e verifica zattera di fondazione

Tensione massima ammissibile	$\sigma_{s,max}$	MPa	360	
coefficiente di utilizzo - Stato limite limitazione tensioni	c.u.		51%	OK!

#### VERIFICA SLE-FREQUENTE

Sollecitazioni massime Combinazione di carico	P1max kN	P2max kN	Hmax kN	Tmax kN	$\sigma_s$ Mpa
SLE-FREQUENTE	2062.9	0.0	174.7	3169.6	167

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0.30	w2
Tensione limite ammissibile per barre f	$\sigma_{slim}$	MPa	204.4	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		82%	OK!

#### VERIFICA SLE-QUASI PERMANENTE

Sollecitazioni massime Combinazione di carico	P1max kN	P2max kN	Hmax kN	Tmax kN	$\sigma_s$ Mpa
SLE-QUASI PERMANENTE	1494.5	0.0	128.3	2298.1	121

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0.20	w1
Tensione limite ammissibile per barre f	$\sigma_{slim}$	MPa	164.4	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		74%	OK!

### MENSOLA POSTERIORE

Modello di calcolo:

**Tirante - puntone**

Dati	var	unità	
Altezza della mensola	h	m	1.50
numero di file che caricano la mensola	np		1
distanza tra palo 1° fila e sezione di incastro	a1	m	1.70
distanza tra palo 2° fila e sezione di incastro	a2	m	
copriferro	c	m	0.078
larghezza puntone	b	m	3.60
larghezza collaborante	bt	m	3.60
resistenza a compressione caratteristica cls	Rck	Mpa	40
resistenza a compressione caratteristica cls	fck	Mpa	32
resistenza di calcolo cls	fcd	Mpa	18.1
resistenza di calcolo acciaio armatura	fyd	MPa	391
altezza della mensola ridotta	d	m	1.42
lunghezza del tirante 1° palo	l1	m	1.98
fattore lambda ( $l1 / 0.9d$ ) = arctan $\psi$	$\lambda_1$		1.55
lunghezza del tirante 2° palo	l2	m	0.28
fattore lambda ( $l2 / 0.9d$ ) = arctan $\psi$	$\lambda_2$		0.22
fattore c (1.0 no staffe - 1.5 staffe)	c		1.0
Classe di esposizione	CIE		XA1
Condizioni ambientali	Cond_Am		Aggressive

Armatura mensola anteriore sezione di larghezza pari a bt	passo cm	n.barre bt/passi	$\phi$ mm	c m	As mmq
--	-------------	---------------------	--------------	--------	-----------

## LAVORO: SS128 - PO01 - SPALLA SPA

### Calcolo e verifica zattera di fondazione

primo strato dal basso	20	18	24	0.078	8143
secondo strato dal basso	0	0	24	0.142	0
terzo strato dal basso	0	0	24	0.206	0
quarto strato dal basso	0	0	24	0.270	0
Armatura effettivamente disposta			24	0.078	8143

#### VERIFICA SLU

Sollecitazioni massime Combinazione di carico	P1max kN	P2max kN	Hmax kN	Tmax kN	Asmin mmq	Nmax kN
SLU-STR	1721.7	0	309.7	2712.3	6931	3227.5
SLU-SIS	1021.1	0	323.8	1748.8	4469	2081.0
				<b>2712.3</b>	<b>6931</b>	<b>3227.5</b>

Armatura effettivamente adottata	As	mmq	8143	OK!
Resistenza del tirante	Rt	kN	3186.4	
Coefficiente di utilizzo lato acciaio	c.u.acc		85%	OK!
Resistenza del puntone	Rc	kN	20124.8	
Coefficiente di utilizzo lato calcestruzzo	c.u.cls		16%	OK!

#### VERIFICA SLE-CARATTERISTICA

Sollecitazioni massime Combinazione di carico	P1max kN	P2max kN	Hmax kN	Tmax kN	$\sigma$ Mpa
SLE-CARATTERISTICA	1272.8	0	230.6	2006.9	246

Tensione massima ammissibile	$\sigma_{s,max}$	MPa	360	
coefficiente di utilizzo - Stato limite limitazione tensioni	c.u.		68%	OK!

#### VERIFICA SLE-FREQUENTE

Sollecitazioni massime Combinazione di carico	P1max kN	P2max kN	Hmax kN	Tmax kN	$\sigma$ Mpa
SLE-FREQUENTE	1186.5	0	174.7	1830.5	96

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0.30	w2
Tensione limite ammissibile per barre f	$\sigma_{lim}$	MPa	204.4	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		47%	OK!

#### VERIFICA SLE-QUASI PERMANENTE

Sollecitazioni massime Combinazione di carico	P1max kN	P2max kN	Hmax kN	Tmax kN	$\sigma$ Mpa
SLE-QUASI PERMANENTE	961.1	0	128.3	1469.6	77

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0.20	w1
Tensione limite ammissibile per barre f	$\sigma_{lim}$	MPa	164.4	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		47%	OK!

**LAVORO: SS128 - PO01 - SPALLA SPA**  
**Calcolo e Verifica del muro paraghiaia**

Dati	var	unità	
Altezza paraghiaia	h	m	2.71
spessore paraghiaia	spar	m	0.60
spessore pavimentazione	12.29 spav	m	0.10
resistenza di calcolo acciaio armatura	fyd	MPa	391
Classe di esposizione	b1		XC4
Condizioni ambientali	Cond_Am		Aggressive

**Effetti dovuti al sovraccarico accidentale**

larghezza dell'impronta del carico Qik in sommità	b1	m	3.20
lunghezza dell'impronta di carico Qik in sommità	a1	m	2.40
larghezza dell'impronta del carico Qik alla base	b2	m	6.33
lunghezza dell'impronta di carico Qik alla base	a2	m	3.96
pressione orizzontale dovuta al carico Qik in sommità	0.75 0.5	kPa	33.3
pressione orizzontale dovuta al carico Qik alla base	sh2	kPa	10.2
pressione orizzontale dovuta al carico qik distribuito	2 Mmax	kPa	3.8
Taglio alla base complessivo	2.03	kNm	275.0
Momento alla base complessivo	2 Mmax	kNm	398.3
	2.03		

**Effetti dovuti al carico Qik sul paraghiaia**

larghezza dell'impronta di carico Qik in sommità	b1	m	2.6
larghezza dell'impronta di carico alla base	b2	m	8.02
Carico verticale in testa al paraghiaia	Qik	kN	300
Azione orizzontale in testa al paraghiaia	H	kN	180

**Sollecitazioni alla base del paraghiaia**

Condizione	N kN	V kN	M kNm
Peso proprio	40.7	0.0	0.0
Spinta statica del terreno	0.0	28.2	25.5
Spinta dovuta al carico Qik	0.0	43.4	62.9
Carico Qik sul paraghiaia	37.4	22.4	63.1
Sisma - forze inerziali	0.0	3.0	4.0
Spinta sismica del terreno	0.0	20.5	27.8

**Armatura zona tesa paraghiaia**

sezione di larghezza unitaria	passo cm	n.barre 1.0/pass	φ mm	c m	As mmq
primo strato	20	5	20	0.076	1571
secondo strato	0	0	20	0.126	0
Armatura effettivamente disposta			20	0.076	1571

**VERIFICHE SLU**

Condizione di carico	fattori parziali per azioni	
	SLU-STR	SLU-SIS
Peso proprio	1.00	1.00
Spinta statica del terreno	1.35	0.00
Spinta dovuta al carico Qik	1.35	0.00
Carico Qik sul paraghiaia	1.35	0.00
Sisma - forze inerziali	0.00	1.00
Spinta sismica del terreno	0.00	1.00

**Combinazioni SLU-STR**

Combinazione	N kN	V kN	M kNm
SLU-STR	91.1	127.0	204.5
SLU-SIS	40.7	23.5	31.8

Armatura minima richiesta	Afs_min	mmq/ml	1108	
Armatura effettivamente adottata:	Afs	mmq	1571	OK!
Momento Resistente	MR_sup	kNm/ml	290	
Coefficiente di utilizzo	c.u.		71%	OK!

**VERIFICHE SLE-RARA**

Condizione di carico	fattori parziali per azioni	
	SLE-RARA	
Peso proprio	1.00	

**LAVORO: SS128 - PO01 - SPALLA SPA**  
**Calcolo e Verifica del muro paraghiaia**

Spinta statica del terreno	1.00
Spinta dovuta al carico Qik	1.00
Carico Qik sul paraghiaia	1.00
Sisma - forze inerziali	0.00
Spinta sismica del terreno	0.00

**Combinazioni SLE-RARA**

Combinazione	N kN	V kN	M kN
SLE-RARA	78.1	94.1	151.5

Tasso di lavoro armature  $\sigma_s$  Mpa **204**

Tensione massima ammissibile  $\sigma_{s,max}$  MPa 360  
 coefficiente di utilizzo armature - Stato limite limitazione tensioni c.u. **57%**

**OK!****VERIFICHE SLE-FREQUENTE**

Condizione di carico	fattori parziali per azioni SLE-FRE		
Peso proprio	1.00		
Spinta statica del terreno	1.00		
Spinta dovuta al carico Qik	0.75		
Carico Qik sul paraghiaia	0.75		
Sisma - forze inerziali	0.00		
Spinta sismica del terreno	0.00		

**Combinazioni SLE-FREQUENTE**

Combinazione	N kN	V kN	M kN
SLE-FRE	68.7	77.6	120.0

Tasso di lavoro armature  $\sigma_s$  Mpa **162**

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile  $w_{lim}$  mm 0.30 w2  
 Tensione limite ammissibile per barre f 20.0  $\sigma_{slim}$  MPa **222**  
 coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure c.u. **73%**

**OK!****VERIFICHE SLE-QUASI PERMANENTE**

Condizione di carico	fattori parziali per azioni SLE-QP		
Peso proprio	1.00		
Spinta statica del terreno	1.00		
Spinta dovuta al carico Qik	0.00		
Carico Qik sul paraghiaia	0.00		
Sisma - forze inerziali	0.00		
Spinta sismica del terreno	0.00		

**Combinazioni SLE-QUASI PERMANENTE**

Combinazione	N kN	V kN	M kN
SLE-QP	40.7	28.2	25.5

Tasso di lavoro armature  $\sigma_s$  Mpa **34**

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile  $w_{lim}$  mm 0.20 w1  
 Tensione limite ammissibile per barre f 20.0  $\sigma_{slim}$  MPa **182**  
 coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure c.u. **19%**

**OK!**



**LAVORO: SS128 - PO01 - SPALLA SPA****Calcolo e Verifica dei muri di risvolto**

Dati	var	unità	
Altezza muro di risvolto	h	m	2.68
larghezza muro di risvolto	a	m	2.76
spessore muro di risvolto	s	m	0.50
coefficiente gamma	$\gamma$		1.0
spessore pavimentazione	spav	m	0.10
resistenza di calcolo acciaio armatura	fyd	MPa	391
Muro con bandiera	band		si
Classe di esposizione	CIE		XC4
Condizioni ambientali	Cond_Am		Aggressive

Momento massimo orizzontale:  $M_x = \text{facx} \cdot q \cdot a^2$

Momento massimo verticale:  $M_y = \text{facy} \cdot q \cdot h^2$

N.B. i coefficienti facx e facy sono ricavati da: "Calcolo di lastre e piastre" - Richard Bares - Ed. CittàStudi

Effetti dovuti alla spinta delle terre	0.75	0.5			
pressione orizzontale alla base			q	kN/mq	20.6
	2		facMx		
direzione orizzontale			2.03	0.750	1.000
coefficiente facx	2.0		facMx	0.083	0.066
coefficiente facVx			2.03	0.318	0.229
				0.229	0.229

Momento flettente in direzione orizzontale	Mxmax	kNm	10.4
Momento flettente in direzione orizzontale da bandiera	Mxband	kNm	6.4
Sforzo di taglio in direzione orizzontale	Vxmax	kN	13.0
Sforzo di taglio in direzione orizzontale da bandiera	Vxband	kN	8.7

direzione verticale	$\gamma$	0.75	1.00	1.00
coefficiente facy	facMy	0.090	0.116	0.12
coefficiente facVy	facVy	0.551	0.559	0.559

Momento flettente in direzione verticale	Mymax	kNm	17.1
Sforzo di taglio in direzione verticale	Vymax	kN	30.8

**Effetti dovuti ai sovraccarichi accidentali**

larghezza dell'impronta del carico Qik in sommità	b1	m	2.40
lunghezza dell'impronta di carico Qik in sommità	a1	m	3.10
larghezza dell'impronta del carico Qik alla base	b2	m	3.95
lunghezza dell'impronta di carico Qik alla base	a2	m	4.65
pressione orizzontale dovuta al carico Qik in sommità	sh1	kPa	34.4
pressione orizzontale dovuta al carico Qik alla base	sh2	kPa	13.9

pressione orizzontale di calcolo		q	kN/mq	24.2
direzione orizzontale	$\gamma$	0.75	1.00	1.00
coefficiente facx	facMx	0.351	0.295	0.29
coefficiente facVx	facVx	1.105	1.183	1.183

Momento flettente in direzione orizzontale	Mxmax	kNm	54.3
Momento flettente in direzione orizzontale da bandiera	Mxband	kNm	9.6
Sforzo di taglio in direzione orizzontale	Vxmax	kN	78.9
Sforzo di taglio in direzione orizzontale da bandiera	Vxband	kN	11.5

direzione verticale	$\gamma$	0.75	1.00	1.00
coefficiente facx	facMy	0.208	0.295	0.295
coefficiente facVy	facVy	1.129	1.183	1.183

Momento flettente in direzione verticale	Mymax	kNm	51.2
Sforzo di taglio in direzione verticale	Vymax	kN	76.6

**Effetti dovuti al sisma**

forza inerziale	q1	kN/mq	0.92	
incremento di spinta delle terre	q2	kN/mq	3.5	
pressione orizzontale di calcolo		q	kN/mq	
			4.4	
direzione orizzontale	$\gamma$	0.75	1.00	1.00
coefficiente facx	facMx	0.351	0.295	0.29

**LAVORO: SS128 - PO01 - SPALLA SPA****Calcolo e Verifica dei muri di risvolto**

coefficiente facVx	facVx	1.105	1.183	<b>1.18</b>
--------------------	-------	-------	-------	-------------

Momento flettente in direzione orizzontale	Mxmax	kNm	<b>10.0</b>
Momento flettente in direzione orizzontale da bandiera	Mxband	kNm	<b>4.0</b>
Sforzo di taglio in direzione orizzontale	Vxmax	kN	<b>14.5</b>
Sforzo di taglio in direzione orizzontale da bandiera	Vxband	kN	<b>4.8</b>

direzione verticale	$\gamma$	0.75	1.00	1.00
coefficiente facx	facMy	0.208	0.295	<b>0.295</b>
coefficiente facVy	facVy	1.129	1.183	<b>1.183</b>

Momento flettente in direzione verticale	Mymax	kNm	<b>9.4</b>
Sforzo di taglio in direzione verticale	Vymax	kN	<b>14.1</b>

<b>Riepilogo sollecitazioni sul muro</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>Vx</b>	<b>Vy</b>
<b>Condizione</b>	<b>kNm</b>	<b>kNm</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>
Spinta del terreno	16.8	17.1	21.7	30.8
Spinta sovraccarichi accidentali	63.9	51.2	90.4	76.6
Spinta dovuta al sisma	14.0	9.4	19.3	14.1

<b>Armatura zona tesa - dir. Orizzontale</b>	<b>passo</b>	<b>n.barre</b>	$\phi$	<b>c</b>	<b>As</b>
<b>sezione di larghezza unitaria</b>	<b>cm</b>	<b>1.0/passo</b>	<b>mm</b>	<b>m</b>	<b>mmq</b>
primo strato	20	5	16	0.060	1005
secondo strato	0	0	16	0.106	0
Armatura effettivamente disposta			16	0.060	<b>1005</b>

<b>Armatura zona tesa - dir. Verticale</b>	<b>passo</b>	<b>n.barre</b>	$\phi$	<b>c</b>	<b>As</b>
<b>sezione di larghezza unitaria</b>	<b>cm</b>	<b>1.0/passo</b>	<b>mm</b>	<b>m</b>	<b>mmq</b>
primo strato	20	5	16	0.076	1005
secondo strato	0	0	16	0.122	0
Armatura effettivamente disposta			16	0.076	<b>1005</b>

**VERIFICHE SLU**

<b>Condizione di carico</b>	<b>fattori parziali per azioni</b>	
	<b>SLU-STR</b>	<b>SLU-SIS</b>
Spinta del terreno	1.35	1.00
Spinta sovraccarichi accidentali	1.35	0.00
Spinta dovuta al sisma	0.00	1.00

<b>Combinazioni SLU-STR</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>Vx</b>	<b>Vy</b>
<b>Combinazione</b>	<b>kNm</b>	<b>kNm</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>
SLU-STR	108.9	92.2	151.3	145.0
SLU-SIS	30.8	26.5	41.1	44.9

Armatura minima richiesta in dir. Orizzontale	Afh_min	mmq/ml	703	
Armatura effettivamente adottata:	<b>Afs</b>	<b>mmq</b>	1005	<b>OK!</b>
Momento Resistente dir. Orizzontale	<b>MR_h</b>	<b>kNm/ml</b>	156	
Coefficiente di utilizzo	c.u.		70%	<b>OK!</b>

Armatura minima richiesta in dir. Verticale	Afh_min	mmq/ml	617	
Armatura effettivamente adottata:	<b>Afs</b>	<b>mmq</b>	1005	<b>OK!</b>
Momento Resistente dir. Verticale	<b>MR_v</b>	<b>kNm/ml</b>	150	
Coefficiente di utilizzo	c.u.		61%	<b>OK!</b>

**VERIFICHE SLE-RARA**

<b>Condizione di carico</b>	<b>fattori parziali per azioni</b>	
	<b>SLE-RARA</b>	
Spinta del terreno		1.00
Spinta sovraccarichi accidentali		1.00
Spinta dovuta al sisma		0.00

<b>Combinazioni SLE-RARA</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>
<b>Combinazione</b>	<b>kNm</b>	<b>kNm</b>
SLE-RARA	80.7	68.3

Tasso di lavoro armature orizzontali	$\sigma_{sh}$	Mpa	<b>203</b>
Tasso di lavoro armature verticali	$\sigma_{sv}$	Mpa	<b>178</b>

**LAVORO: SS128 - PO01 - SPALLA SPA****Calcolo e Verifica dei muri di risvolto**

Tensione massima ammissibile	$\sigma_{s,max}$	MPa	360	
coefficiente di utilizzo armature orizzontali - Stato limite limitazione tensioni	c.u.		56%	OK!
coefficiente di utilizzo armature verticali - Stato limite limitazione tensioni	c.u.		49%	OK!

**VERIFICHE SLE-FREQUENTE**

Condizione di carico	fattori parziali per azioni		
	SLE-FRE		
Spinta del terreno			1.00
Spinta sovraccarichi accidentali			0.75
Spinta dovuta al sisma			0.00

**Combinazioni SLE-FREQUENTE**

Combinazione	Mx kNm	My kNm
SLE-FRE	64.7	55.5

Tasso di lavoro armature orizzontali	$\sigma_{sh}$	Mpa	163	
Tasso di lavoro armature verticali	$\sigma_{sv}$	Mpa	145	
valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0.30	w2
Tensione limite ammissibile per barre f 16.0 (arm.orizzontale)	$\sigma_{slim}$	MPa	240	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		68%	OK!
Tensione limite ammissibile per barre f 16.0 (arm.verticale)	$\sigma_{slim}$	MPa	240	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		60%	OK!

**VERIFICHE SLE-QUASI PERMANENTE**

Condizione di carico	fattori parziali per azioni		
	SLE-QP		
Spinta del terreno			1.00
Spinta sovraccarichi accidentali			0.00
Spinta dovuta al sisma			0.00

**Combinazioni SLE-QUASI PERMANENTE**

Combinazione	Mx kNm	My kNm
SLE-QP	16.8	17.1

Tasso di lavoro armature orizzontali	$\sigma_{sh}$	Mpa	42	
Tasso di lavoro armature verticali	$\sigma_{sv}$	Mpa	45	
valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0.20	w1
Tensione limite ammissibile per barre f 16.0 (arm.orizzontale)	$\sigma_{slim}$	MPa	200	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		21%	OK!
Tensione limite ammissibile per barre f 16.0 (arm.verticale)	$\sigma_{slim}$	MPa	200	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		22%	OK!

**LAVORO: SS128 - PO01 - SPALLA SPA**  
**Verifica bandiera muri di risvolto**

Dati	var	unità	
Altezza bandiera - parte a lunghezza costante	h1	m	0.70
Altezza bandiera - parte a lunghezza variabile	h2	m	1.33
spessore bandiera	sban	m	0.50
lunghezza bandiera	Lban	m	2.00
copriferro	c	m	0.06
resistenza di calcolo acciaio armatura	fyd	MPa	391
Classe di esposizione	CIE		XC4
Condizioni ambientali	Cond_Am		Aggressive

**Effetti dovuti alla spinta delle terre**

pressione alla base della parte a lunghezza costante	sht1	kPa	5.37
pressione alla base della parte a lunghezza variabile	sht2	kPa	15.58
Sforzo di taglio nella parte a lunghezza costante	Vt1	kN	3.76
Momento flettente nella parte a lunghezza costante	Mt1	kNm	3.76
Sforzo di taglio nella parte a lunghezza variabile	Vt2	kN	13.93
Momento flettente nella parte a lunghezza variabile	Mt2	kNm	9.29

**Effetti dovuti al sovraccarico accidentale**

sovraccarico accidentale sul piano viario	q	kPa	20
pressione dovuta al sovraccarico accidentale	sq	kPa	8.53
Sforzo di taglio nella parte a lunghezza costante	Vq1	kN	11.94
Momento flettente nella parte a lunghezza costante	Mq1	kNm	11.94
Sforzo di taglio nella parte a lunghezza variabile	Vq2	kN	11.34
Momento flettente nella parte a lunghezza variabile	Mq2	kNm	7.56

**Effetti dovuti al sisma**

spinta inerziale unitaria	ss1	kPa	0.92
Sforzo di taglio nella parte a lunghezza costante	Vs1	kN	1.28
Momento flettente nella parte a lunghezza costante	Ms1	kNm	1.28
Sforzo di taglio nella parte a lunghezza variabile	Vs2	kN	1.22
Momento flettente nella parte a lunghezza variabile	Ms2	kNm	0.81
incremento di spinta del terreno unitario	ss2	kPa	2.67
Sforzo di taglio nella parte a lunghezza costante	Vs3	kN	3.74
Momento flettente nella parte a lunghezza costante	Ms3	kNm	3.74
Sforzo di taglio nella parte a lunghezza variabile	Vs4	kN	3.56
Momento flettente nella parte a lunghezza variabile	Ms4	kNm	2.37

**Sollecitazioni all'incastro della bandiera**

Condizione	V kN	M kNm
Spinta delle terre	8.7	6.4
Spinta dovuta al sovraccarico accidentale	11.5	9.6
Sisma - forze inerziali	1.2	1.0
Sisma - incremento di spinta delle terre	3.6	3.0

**Armatura orizzontale zona tesa orecchia**

sezione di larghezza unitaria	passo cm	n.barre 1.0/pass	φ mm	c m	As mmq
primo strato	20	5	10	0.055	393
secondo strato	0	0	10	0.095	0
Armatura effettivamente disposta			10	0.055	393

**VERIFICHE SLU**

Condizione di carico	fattori parziali per azioni	
	SLU-STR	SLU-SIS
Spinta delle terre	1.35	1.00
Spinta dovuta al sovraccarico accidentale	1.35	0.00
Sisma - forze inerziali	0.00	1.00
Sisma - incremento di spinta delle terre	0.00	1.00

**Combinazioni SLU-STR**

Combinazione	V kN	M kNm
SLU-STR	27.3	21.6
SLU-SIS	13.5	10.5

**LAVORO: SS128 - PO01 - SPALLA SPA**  
**Verifica bandiera muri di risvolto**

Armatura minima richiesta	Afs_min	mmq/ml	138	
Armatura effettivamente adottata:	Afs	mmq	393	OK!
Momento Resistente	MR_sup	kNm/ml	62	
Coefficiente di utilizzo	c.u.		35%	OK!

**VERIFICHE SLE-RARA**

Condizione di carico	fattori parziali per azioni SLE-RARA	
Spinta delle terre	1.00	
Spinta dovuta al sovraccarico accidentale	1.00	
Sisma - forze inerziali	0.00	
Sisma - incremento di spinta delle terre	0.00	

Combinazioni SLE-RARA	V	M
Combinazione	kN	kNm
SLE-RARA	20.2	16.0

Tasso di lavoro armature superiori	$\sigma_s$	Mpa	102	
Tensione massima ammissibile	$\sigma_{s,max}$	MPa	360	
coefficiente di utilizzo armature - Stato limite limitazione tensioni	c.u.		28%	OK!

**VERIFICHE SLE-FREQUENTE**

Condizione di carico	fattori parziali per azioni SLE-FRE	
Spinta delle terre	1.00	
Spinta dovuta al sovraccarico accidentale	0.75	
Sisma - forze inerziali	0.00	
Sisma - incremento di spinta delle terre	0.00	

Combinazioni SLE-FREQUENTE	V	M
Combinazione	kN	kNm
SLE-FRE	17.3	13.6

Tasso di lavoro armature superiori	$\sigma_s$	Mpa	87	
valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0.30	w2
Tensione limite ammissibile per barre f	$\sigma_{slim}$	MPa	320	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		27%	OK!

**VERIFICHE SLE-QUASI PERMANENTE**


Condizione di carico	fattori parziali per azioni SLE-QP	
Spinta delle terre	1.00	
Spinta dovuta al sovraccarico accidentale	0.00	
Sisma - forze inerziali	0.00	
Sisma - incremento di spinta delle terre	0.00	

Combinazioni SLE-QUASI PERMANENTE	V	M
Combinazione	kN	kNm
SLE-QP	8.7	6.4

Tasso di lavoro armature superiori	$\sigma_s$	Mpa	41	
valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0.20	w1
Tensione limite ammissibile per barre f	$\sigma_{slim}$	MPa	260	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		16%	OK!

**LAVORO: SS128 - PO01 - SPALLA SPA**  
**Verifiche SLU per sollecitazioni taglianti**

<b>Sollecitazioni di calcolo</b>	<b>Var</b>	<b>unità</b>	<b>Paraghiaia</b>	<b>Mrisv_h</b>	<b>Mrisv_v</b>
<b>Taglio di calcolo</b>	<b>V<sub>Ed</sub></b>	<b>kN</b>	<b>127.0</b>	<b>151.3</b>	<b>145.0</b>
<b>Dati</b>	<b>Var</b>	<b>unità</b>	<b>12.29</b>		
Resistenza a compressione cubica caratteristica	Rck	Mpa	40	40	40
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	fck	Mpa	32	32	32
Coefficiente parziale $\gamma_c$	$\gamma_c$		1.50	1.50	1.50
Coefficiente parziale $\alpha_{cc}$	$\alpha_{cc}$		0.85	0.85	0.85
Resistenza a compressione di calcolo	fcd	Mpa	18.1	18.1	18.1
Tensione caratteristica di snervamento acciaio di armatura	fyk	Mpa	450	450	450
tensione di calcolo acciaio	fywd	Mpa	391.3	391.3	391.3
<b>Caratteristiche geometriche sezione</b>					
Altezza (porre = 0 in caso di sezione circolare)	H	m	0.60	0.50	0.50
Larghezza/ Diametro	B	m	1.00	1.00	1.00
Area calcestruzzo	Ac	m <sup>2</sup>	0.60	0.50	0.50
Larghezza anima	bw	m	1.00	1.00	1.00
copriferro	c	m	0.076	0.060	0.076
altezza utile della sezione	d	m	0.52	0.44	0.42
<b>Compressione agente nella sezione</b>					
Sforzo normale di calcolo	N <sub>Ed</sub>	kN	0.0	0.0	0.0
<b>Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio</b>					
Area dell'armatura longitudinale di trazione ancorata al di là dell'intersezione dell'asse dell'armatura con una eventuale fessura a 45° che si inneschi nella sezione considerata	Asl	mmq	1571	1005	1005
Coefficiente k	k	m	1.62	1.67	1.69
vmin	vmin		0.4	0.4	0.4
rapporto geometrico di armatura longitudinale	$\rho_1$		0.00300	0.00228	0.00237
tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp}$	Mpa	0.00	0.00	0.00
<b>Resistenza a taglio</b>	<b>V<sub>Rd</sub></b>	<b>kN</b>	<b>216.1</b>	<b>171.6</b>	<b>168.6</b>
			<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>
<b>Elementi con armature trasversali resistenti al taglio</b>					
<i>Verifica del conglomerato</i>					
Resistenza a taglio del conglomerato	V <sub>Rcd</sub>	kN	2850.6	2393.6	2306.6
<i>Verifica dell'armatura trasversale</i>					
diametro staffe	fsw	mm	10	12	12
passo staffe	scp	m	0.40	0.20	0.20
numero di bracci	nb		2.5	2.5	2.5
Armatura a taglio (staffe)	Asw	mmq	196	283	283
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	$\alpha$	deg	90	90	90
Inclinazione dei puntoni in cls rispetto all'asse della trave	$\theta$	deg	21.8	21.8	21.8
tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp}$	kPa	0	0	0
coefficiente alpha	$\alpha_c$		1.00	1.00	1.00
Resistenza a "taglio trazione"	V <sub>Rsd</sub>	kN	226.5	547.7	527.8
Resistenza a "taglio compressione"	V <sub>Rcd</sub>	kN	1474.4	1238.0	1193.0
<b>Resistenza a taglio</b>	<b>V<sub>Rd</sub></b>	<b>kN</b>	<b>226.5</b>	<b>547.7</b>	<b>527.8</b>
			<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 GRUPPO FS ITALIANE
CA-356	<i>Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu</i>	

**18 ALLEGATO 8 - FONDAZIONI SU PALI – VERIFICHE SLU DI COLLASSO PER  
CARICO LIMITE DEL PALO SINGOLO E DELLA PALIFICATA PER CARICHI  
ASSIALI**

**LAVORO: SS128**      **OPERA: PO01**      **ALLINEAMENTI: SPA**  
**RESISTENZA DI UN PALO TRIVELLATO SOGGETTO AD AZIONI ASSIALI DI COMPRESSIONE/TRAZIONE**      **VALORI DEI PARAMETRI GEOTECNICI: MEDI**

Il valore di progetto Rcd della Resistenza di pali soggetti a carichi assiali di compressione è pari a:  
**Rcd = Rbd + Rsd - Wp**  
 Il valore di progetto Rtd della Resistenza di pali soggetti a carichi assiali di trazione è pari a:  
**Rtd = 0.7 Rsd + Wp**  
 in cui:  
 Rbd = Rbk / γb: Resistenza alla base di progetto  
 Rsd = Rsk / γs: Resistenza laterale di progetto  
 Rbk = Min [(Rbc,cal)<sub>media</sub> / ξ<sub>3</sub>; (Rbc,cal)<sub>min</sub> / ξ<sub>4</sub>] Resistenza alla punta caratteristica  
 Rsk = Min [(Rsc,cal)<sub>media</sub> / ξ<sub>3</sub>; (Rsc,cal)<sub>min</sub> / ξ<sub>4</sub>] Resistenza laterale caratteristica  
 Rsc,calc = Qb: Resistenza alla base di calcolo  
 Rsc,calc = Qs: Resistenza laterale di calcolo  
 Wp: peso proprio del palo alleggerito

I Coefficienti parziali gR da applicare alle resistenze Rk a carico verticale sono forniti dalla presente tabella:	γ <sub>R</sub>	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
		1	2	3
Base	γ <sub>b</sub>	1.15	1.35	1.30
Laterale in compressione	γ <sub>s</sub>	1.15	1.15	1.15
Totale (*)	γ	1.15	1.30	1.25
Laterale in trazione	γ <sub>st</sub>	1.25	1.25	1.25

I Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate sono dati dalla seguente tabella

n. Vert.	1	2	3	4	5	7	10
ξ <sub>3</sub>	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ <sub>4</sub>	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

**Peso del palo**  
 Si considera il peso del palo dovuto alla differenza tra il peso di volume del cls e quello del volume di terreno asportato:  
 Wp(z) = (γ<sub>cls</sub> - γ<sub>nat</sub>) Ap Δz

La Resistenza alla base di calcolo è pari a:  
 Qb = qb x Ab  
 dove:  
 Ab: Area della superficie di base del palo  
 qb: resistenza unitaria alla base appresso specificata per terreni coesivi e granulari  
 La Resistenza laterale di calcolo è pari a:  
 Qs = As x Σ (qsi x dzi)  
 dove:  
 As: Area della superficie laterale del palo  
 qsi: resistenza laterale unitaria dell'iesimo strato  
 dzi: altezza dell'iesimo strato

**Terreni coesivi (c<>0)**  
 Il calcolo è svolto in termini di Tensioni Totali

**Resistenza unitaria alla base**  
 La resistenza alla base viene espressa come:  
 qb = σv + 9 cu

**Resistenza laterale unitaria**  
 qs = α cu      con:  
 α variabile in funzione di cu secondo la seguente tabella [AGI]

cu (kPa)	α
<=25	0.9
da 26 a 50	0.8
da 50 a 75	0.6
>75	0.4

In ogni caso non viene superato il valore limite di:  
 qs,max = 100 kPa (AGI 1984).

**Terreni granulari (c' = 0, φ' <> 0)**  
 Il calcolo è svolto in termini di Tensioni Efficaci

**Resistenza unitaria alla base**  
 In accordo alla teoria di Berenzantsev<sup>(1)</sup>:  
 qb = Nq\* x σ'v      con:  
 Nq\*: coefficiente di capacità portante corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche (dp = 0,06-0,1 D)

In ogni caso viene assunto per qp il valore limite qp,max pari al minimo tra i valori forniti dalla seguente espressione:  
 qbmax1 = Nspt x α<sub>N</sub>      con:  
 α<sub>N</sub> = 150 per Ghiaie, 120 per Sabbie e 85 per Sabbie limose [Gwizdala (1984), Reese & O'Neill (1988), Matsui (1993)] e dalla seguente tabella

Ghiaie: qb,max = 7500 kPa  
 Sabbie: qb,max = 5800 kPa  
 Sabbie limose: qb,max = 4300 kPa

**Resistenza laterale unitaria**  
 ql = β σ'v      con:  
 1.20 >= β = 1.50 - 0.42 z<sup>0.34</sup> >= 0.25 per i depositi sabbiosi  
 1.80 >= β = 2.0 - 0.15 z<sup>0.75</sup> >= 0.25 per i depositi sabbioso-gliaiosi e ghiaiosi

In ogni caso non viene superato il valore limite di ql,max, ricavabile dalle seguenti espressioni per pali trivellati con uso di fanghi (Reese&Wright 1977):  
 qsmax = 3 x Nspt      per Nspt <= 53  
 qsmax = 142 + 0.32 x Nspt      per Nspt > 53

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PALO**

	unità	var	
Diametro palo	m		1.20
Superficie resistente alla base	m <sup>2</sup>	Ab	1.13
Superficie laterale per lunghezza unitaria	m <sup>2</sup>	As	3.77
peso specifico del palo	kN/m <sup>3</sup>	γp	25.00

**SOVRACCARICO A PIANO TESTA PALO**

	kPa	σ <sub>v</sub> i	
Tensione totale in testa palo			37.4
Tensione efficace in testa palo			37.4

**LIVELLO DELLA FALDA E AFF. DELLA TESTA DEL PALO (DA P.C.)**

	unità	var	
Profondità della falda da piano di campagna	zw	m	19.00
Affondamento della testa del palo da piano di campagna	ztp	m	2.00

N.B. Per palo che emerge da p.c. valore negativo

**COEFFICIENTI PARZIALI RESISTENZE CARATTERISTICHE**

	R3
Metodologia realizzativa (1 = Pali infissi; 2 = Pali trivellati; 3 =pali ad elica)	2
coefficiente γb	1.35
coefficiente γs	1.15

**FATTORI DI CORRELAZIONE RESISTENZA CARATTERISTICA**

	MEDI
Valori dei parametri geotecnici (MEDI - MINIMI)	
Numero delle verticali indagate spinte a profondità superiore della lunghezza dei pali	1
coefficiente ξ	1.70

**STRATIGRAFIA DI PROGETTO (DA p.c.)**      **COMBINAZIONE M1**

Unità n.	DESCRIZIONE	DA m	A m	Tip	cuk - quk kPa	φ'k deg	γcu	γφ'	cud-qud kPa	φ'd deg	γ kN/m <sup>3</sup>	Nspt side	ql,max kPa	α <sub>N</sub>	Nspt*α <sub>N</sub>	qp,max kPa	Nspt base
1	LS	0.0	3.5	SL	120		1.00	1.00	120.0	0.0	18.7	20	60	85	1700	1700	20
2	SGL	3.5	50.0	S		34.0	1.00	1.00	0.0	34.0	19.1	75	166	120	9000	5800	75
3																	
4																	
5																	
6																	
7																	
8																	

Tip = C: Terreni coesivi - S: sabbie - G: ghiaie - SL: sabbie limose - R: roccia



LAVORO: SS128

OPERA: PO01

ALLINEAMENTI:

SPA

RESISTENZA DI UN PALO TRIVELLATO SOGGETTO AD AZIONI ASSIALI DI COMPRESIONE/TRAZIONE

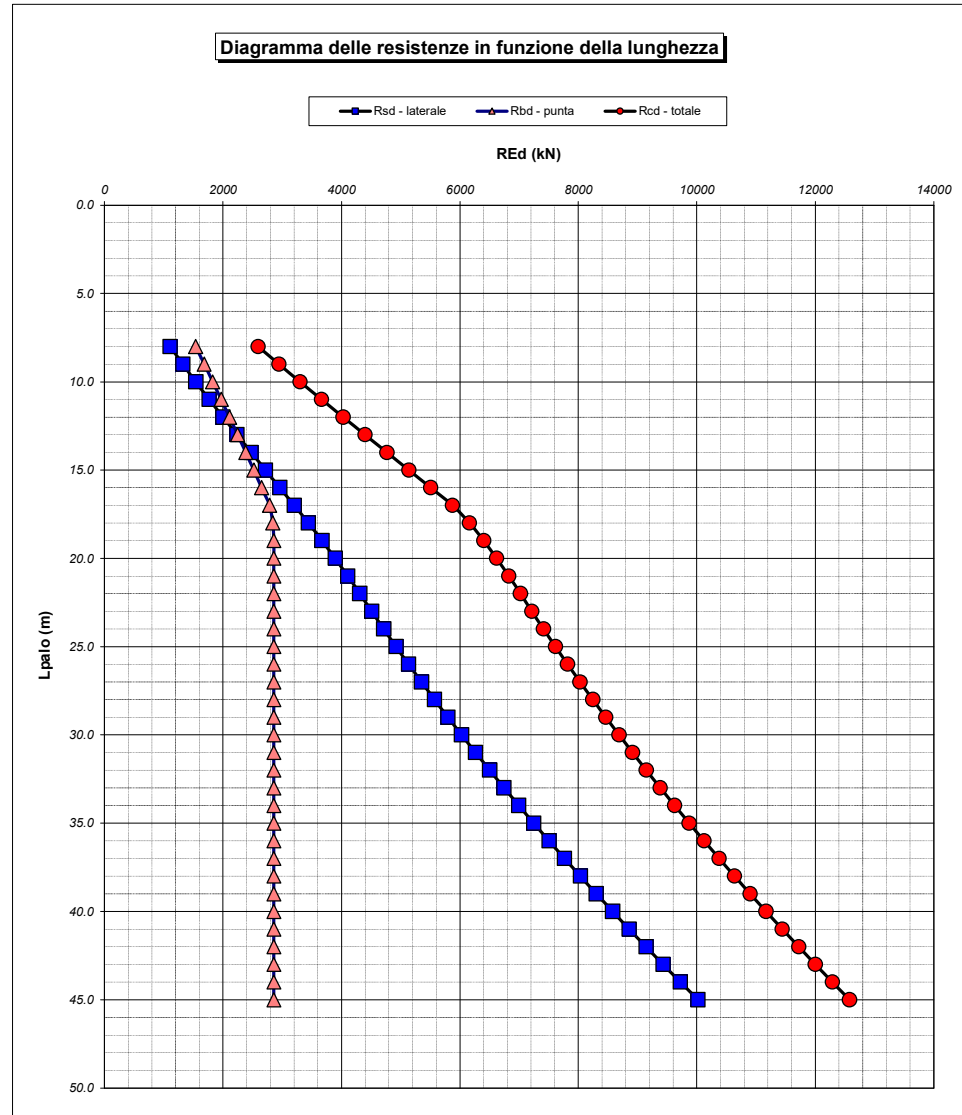
VALORI DEI PARAMETRI GEOTECNICI:

MEDI

Table with 21 columns: Unità, Tip, z m, Lp (m), cud - qud kPa, ϕ'd deg, γ kN/m³, γ' kN/m³, qa kPa, σv kPa, σv' kPa, β, qs,max kPa, qs kPa, Qs kN, Nq\*, 9°cu kPa, qb,max kPa, qb kPa, Qb kN, Rsd kN, Rbd kN, Wp kN, Rcd kN, Rtd kN. The table contains data for 47 rows of pile units.

LAVORO: SS128 OPERA: PO01  
 RESISTENZA DI UN PALO TRIVELLATO SOGGETTO AD AZIONI ASSIALI DI COMPRESIONE/TRAZIONE

ALLINEAMENTI: SPA  
 VALORI DEI PARAMETRI GEOTECNICI: MEDI



RESISTENZA A COMPRESIONE TRAZIONE DEL PALO SINGOLO									
ALLINEAMENTO	Lp (m)	Rsd (kN)	Rbd (kN)	Rcd (kN)	Ecd (kN)	c.u.c	Rtd (kN)	Etd (kN)	c.u.t
SPALLE	15.0	2720	2520	5139	3056	59%	2004	0	0%

**RESISTENZA A COMPRESIONE A COMPRESIONE DELLA PALIFICATA**

La resistenza ai carichi assiali di compressione del gruppo **Rcd,gr** viene determinata in base alla seguente espressione:

$$R_{cd,gr} = n_{pali} \times \eta \times R_{cd}$$

in cui:

$n_{pali}$ :

$\eta$

$R_{cd}$

è il numero complessivo di pali presenti nella palificata  
 efficienza della palificata

L'efficienza della palificata  $\eta$  è la resistenza di progetto del palo singolo ai carichi assiali di compressione

Relativamente ai terreni coesivi aventi interasse tra i pali non inferiore a 3D, l'efficienza viene determinata mediante la nota espressione di Converse-Labarre:

$$\eta = 1 - \frac{\arctan(d/i) (m-1)n + (n-1)m}{\pi/2 m n}$$

nella quale:

$i$

$d$

$m$

$n$

interasse tra i pali  
 diametro dei pali  
 numero di file  
 numero massimo di pali in ciascuna fila

**RESISTENZA DELLA PALIFICATA**

ALLINEAMENTO	Dp (m)	i (m)	npali	m	n	$\eta$	Rcd,gr (kN)	Ecd,gr (kN)	c.u.gr
SPALLE	1.20	3.60	8	2	4	0.74	30587	14837	49%

**LAVORO: SS128 OPERA: PO01 ALLINEAMENTI: SPA**  
**RESISTENZA DI UN PALO TRIVELLATO SOGGETTO AD AZIONI ASSIALI DI COMPRESSIONE/TRAZIONE VALORI DEI PARAMETRI GEOTECNICI: MINIMI**

Il valore di progetto Rcd della Resistenza di pali soggetti a carichi assiali di compressione è pari a:  
**Rcd = Rbd + Rsd - Wp**  
 Il valore di progetto Rtd della Resistenza di pali soggetti a carichi assiali di trazione è pari a:  
**Rtd = 0.7 Rsd + Wp**  
 in cui:  
 Rbd = Rbk / γ<sub>b</sub>: Resistenza alla base di progetto  
 Rsd = Rsk / γ<sub>s</sub>: Resistenza laterale di progetto  
 Rbk = Min [(Rbc,cal)<sub>media</sub> / ξ<sub>3</sub>; (Rbc,cal)<sub>min</sub> / ξ<sub>4</sub>] Resistenza alla punta caratteristica  
 Rsk = Min [(Rsc,cal)<sub>media</sub> / ξ<sub>3</sub>; (Rsc,cal)<sub>min</sub> / ξ<sub>4</sub>] Resistenza laterale caratteristica  
 Rsc,calc = Qb: Resistenza alla base di calcolo  
 Rsc,calc = Qs: Resistenza laterale di calcolo  
 Wp: peso proprio del palo alleggerito

I Coefficienti parziali γ <sub>R</sub> da applicare alle resistenze Rk a carico verticale sono forniti dalla presente tabella:	γ <sub>R</sub>	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
Base	γ <sub>b</sub>	1.15	1.35	1.30
Laterale in compressione	γ <sub>s</sub>	1.15	1.15	1.15
Totale (*)	γ	1.15	1.30	1.25
Laterale in trazione	γ <sub>st</sub>	1.25	1.25	1.25

I Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate sono dati dalla seguente tabella

n. Vert.	1	2	3	4	5	7	10
ξ <sub>3</sub>	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ <sub>4</sub>	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

**Peso del palo**  
 Si considera il peso del palo dovuto alla differenza tra il peso di volume del cls e quello del volume di terreno asportato:  
 Wp(z) = (γ<sub>cls</sub> - γ<sub>nat</sub>) A<sub>p</sub> Δz

La Resistenza alla base di calcolo è pari a:  
 Qb = q<sub>b</sub> x A<sub>b</sub>  
 dove:  
 A<sub>b</sub>: Area della superficie di base del palo  
 q<sub>b</sub>: resistenza unitaria alla base approsso specificata per terreni coesivi e granulari  
 La Resistenza laterale di calcolo è pari a:  
 Qs = A<sub>s</sub> x Σ (q<sub>s</sub> x d<sub>zi</sub>)  
 dove:  
 A<sub>s</sub>: Area della superficie laterale del palo  
 q<sub>s</sub>: resistenza laterale unitaria dell'iesimo strato  
 d<sub>zi</sub>: altezza dell'iesimo strato

**Terreni coesivi (c<>0)**  
 Il calcolo è svolto in termini di Tensioni Totali

**Resistenza unitaria alla base**  
 La resistenza alla base viene espressa come:  
 q<sub>b</sub> = σ<sub>v</sub> + 9 c<sub>u</sub>

**Resistenza laterale unitaria**  
 q<sub>s</sub> = α c<sub>u</sub> con:  
 α variabile in funzione di c<sub>u</sub> secondo la seguente tabella [AGI]

c <sub>u</sub> (kPa)	α
<=25	0.9
da 26 a 50	0.8
da 50 a 75	0.6
>75	0.4

In ogni caso non viene superato il valore limite di:  
 q<sub>s,max</sub> = 100 kPa (AGI 1984).

**Terreni granulari (c' = 0, φ' <> 0)**  
 Il calcolo è svolto in termini di Tensioni Efficaci

**Resistenza unitaria alla base**  
 In accordo alla teoria di Berenzantsev<sup>(7)</sup>:  
 q<sub>b</sub> = Nq\* x σ'<sub>v</sub> con:

Nq\*: coefficiente di capacità portante corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche (dp = 0,06-0,1 D)

In ogni caso viene assunto per q<sub>b</sub> il valore limite q<sub>b,max</sub> pari al minimo tra i valori forniti dalla seguente espressione:  
 q<sub>b,max1</sub> = Nspt x α<sub>N</sub> con:

α<sub>N</sub> = 150 per Ghiaie, 120 per Sabbie e 85 per Sabbie limose [Gwizdala (1984), Reese & O'Neill (1988), Matsui (1993)] e dalla seguente tabella

Ghiaie: q<sub>b,max</sub> = 7500 kPa  
 Sabbie: q<sub>b,max</sub> = 5800 kPa  
 Sabbie limose: q<sub>b,max</sub> = 4300 kPa

**Resistenza laterale unitaria**  
 q<sub>l</sub> = β σ'<sub>v</sub> con:  
 1.20 >= β = 1.50 - 0.42 z<sup>0.34</sup> >= 0.25 per i depositi sabbiosi  
 1.80 >= β = 2.0 - 0.15 z<sup>0.75</sup> >= 0.25 per i depositi sabbioso-ghiaiosi e ghiaiosi

In ogni caso non viene superato il valore limite di q<sub>l,max</sub>, ricavabile dalle seguenti espressioni per pali trivellati con uso di fanghi (Reese&Wright 1977):

q<sub>s,max</sub> = 3 x Nspt per Nspt <= 53  
 q<sub>s,max</sub> = 142 + 0.32 x Nspt per Nspt > 53

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PALO**

	unità	var	
Diametro palo	m		1.20
Superficie resistente alla base	m <sup>2</sup>	Ab	1.13
Superficie laterale per lunghezza unitaria	m <sup>2</sup>	As	3.77
peso specifico del palo	kN/m <sup>3</sup>	γ <sub>p</sub>	25.00

**SOVRACCARICO A PIANO TESTA PALO**

	kPa	σ <sub>v</sub> i	
Tensione totale in testa palo			34.8
Tensione efficace in testa palo		σ <sub>v</sub> 'i	34.8

**LIVELLO DELLA FALDA E AFF. DELLA TESTA DEL PALO (DA P.C.)**

	unità	var	
Profondità della falda da piano di campagna	zw	m	19.00
Affondamento della testa del palo da piano di campagna	ztp	m	2.00

**COEFFICIENTI PARZIALI RESISTENZE CARATTERISTICHE**

	R3
Metodologia realizzativa (1 = Pali infissi; 2 = Pali trivellati; 3 =pali ad elica)	2
coefficiente γ <sub>b</sub>	1.35
coefficiente γ <sub>s</sub>	1.15

N.B. Per palo che emerge da p.c. valore negativo

**FATTORI DI CORRELAZIONE RESISTENZA CARATTERISTICA**

	MINIMI
Valori dei parametri geotecnici (MEDI - MINIMI)	MINIMI
Numero delle verticali indagate spinte a profondità superiore della lunghezza dei pali	1
coefficiente ξ	1.70

**STRATIGRAFIA DI PROGETTO (DA p.c.)**

		COMBINAZIONE M1															
Unità n.	DESCRIZIONE	DA m	A m	Tip	cuk - quk kPa	φ'k deg	γ <sub>cu</sub>	γ <sub>φ'</sub>	cud-qud kPa	φ'd deg	γ kN/m <sup>3</sup>	Nspt side	q <sub>l,max</sub> kPa	α <sub>N</sub>	Nspt*α <sub>N</sub>	q <sub>p,max</sub> kPa	Nspt base
1	LS	0.0	3.5	SL	100		1.00	1.00	100.0	0.0	17.4	13	39	85	1105	1105	13
2	SGL	3.5	50.0	S		31.0	1.00	1.00	0.0	31.0	17.6	48	144	120	5760	5760	48
3																	
4																	
5																	
6																	
7																	
8																	

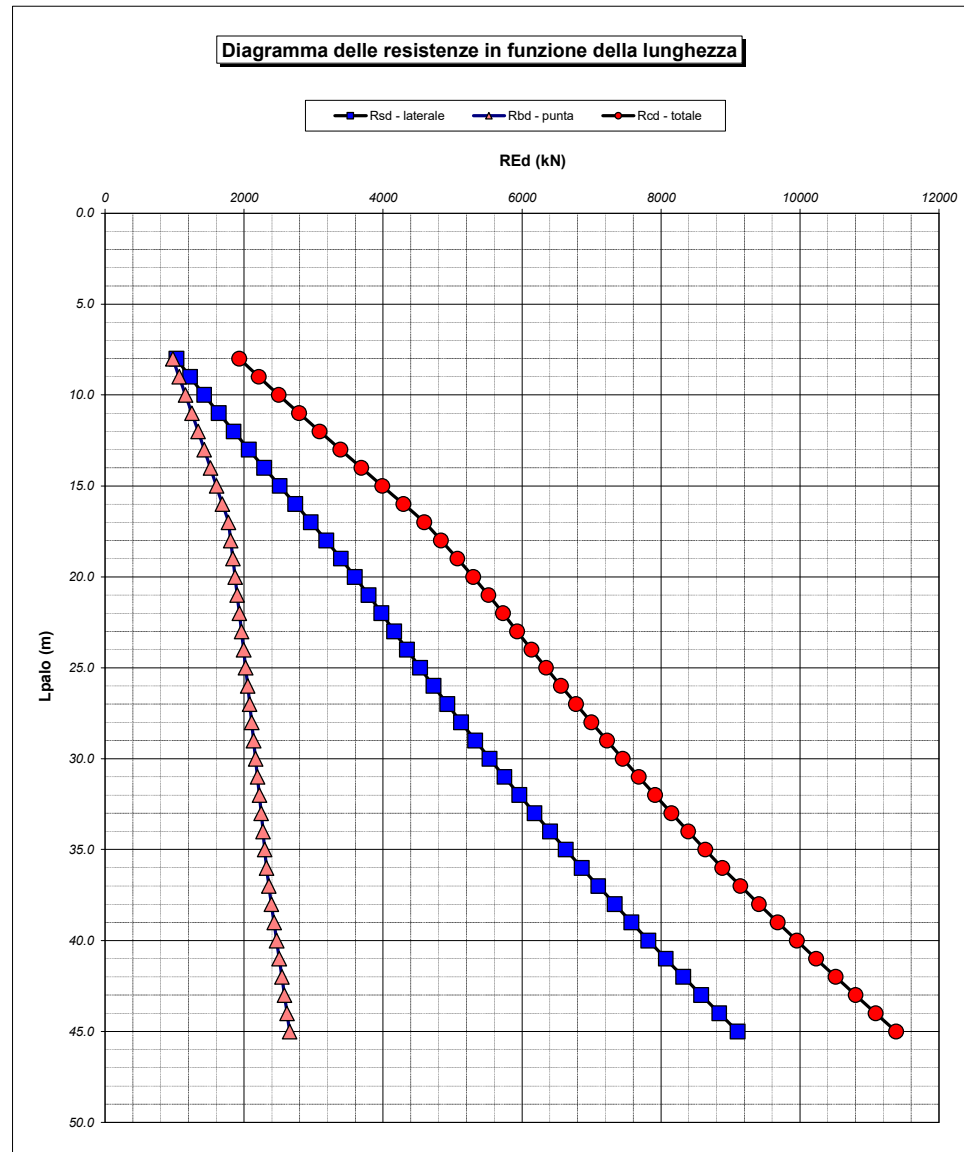
Tip = C: Terreni coesivi - S: sabbie - G: ghiaie - SL: sabbie limose - R: roccia



LAVORO: SS128 OPERA: PO01  
 RESISTENZA DI UN PALO TRIVELLATO SOGGETTO AD AZIONI ASSIALI DI COMPRESSIONE/TRAZIONE

ALLINEAMENTI:  
 VALORI DEI PARAMETRI GEOTECNICI:

SPA  
 MINIMI



RESISTENZA A COMPRESSIONE TRAZIONE DEL PALO SINGOLO									
ALLINEAMENTO	Lp (m)	Rsd (kN)	Rbd (kN)	Rcd (kN)	Ed (kN)	c.u.	Rtd (kN)	Etd (kN)	c.u.t
SPALLE	15.0	2514	1602	3990	3056	77%	1886	0	0%

**RESISTENZA A COMPRESSIONE A COMPRESSIONE DELLA PALIFICATA**

La resistenza ai carichi assiali di compressione del gruppo Rcd,gr viene determinata in base alla seguente espressione:

$$R_{cd,gr} = n_{pali} \times \eta \times R_{cd}$$

in cui:

n<sub>pali</sub>:

η

R<sub>cd</sub> è il numero complessivo di pali presenti nella palificata  
 efficienza della palificata

L'efficienza della palificata η è la resistenza di progetto del palo singolo ai carichi assiali di compressione

Relativamente ai terreni coesivi aventi interasse tra i pali non inferiore a 3D, l'efficienza viene determinata mediante la nota espressione di Converse-Labarre:

$$\eta = 1 - \frac{\arctan(d/i) (m-1)n + (n-1)m}{\pi/2 m n}$$

nella quale:

i

d

m

n

interasse tra i pali


diametro dei pali

numero di file

numero massimo di pali in ciascuna fila

**RESISTENZA DELLA PALIFICATA**

ALLINEAMENTO	Dp (m)	i (m)	n <sub>pali</sub>	m	n	η	Rcd,gr (kN)	Ecd,gr (kN)	c.u.gr
SPALLE	1.20	3.60	8	2	4	0.74	23747	14837	62%

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 GRUPPO FS ITALIANE
CA-356	<i>Rel. tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Pardu</i>	

**19 ALLEGATO 9 - FONDAZIONI SU PALI – VERIFICHE SLU DI COLLASSO PER  
CARICO LIMITE DEL PALO SINGOLO E DELLA PALIFICATA PER CARICHI  
TRASVERSALI**

**LAVORO: SS128****OPERA:****PO01****RESISTENZA DI UN PALO SOGGETTO AD AZIONI TRASVERSALI****ALLINEAMENTI:****SPA****Palo soggetto a scalzamento in testa**Il valore di progetto Rcd della Resistenza di pali soggetti a carichi trasversali **Rtr,d** è pari a:

$$Rtr,d = Rtr,k / \gamma_T$$

Resistenza ai carichi trasversali di progetto

$$Rtr,k = \text{Min} [(Rtr,cal)_{media} / \xi_3; (Rtr,cal)_{min} / \xi_4]$$

Resistenza ai carichi trasversali caratteristica

$$Rtr,calc = Hlim:$$

Resistenza ai carichi trasversali di calcolo

Il coefficiente parziale  $\gamma_T$  per verifiche SLU di pali soggetti ad azioni trasversali è pari a:Coefficiente parziale (R3)  $\gamma_T$  1.30I Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate sono dati dalla seguente tabella

n. Vert.	1	2	3	4	5	7	10
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PALO**

Diametro del palo	D	m	1.20
Momento di plasticizzazione: $M_y = W_p \times f_{yk} / \gamma_{M0}$	$M_y = MR_d$	kNm	4203.7

**AFFONDAMENTO TERRENO RISPETTO ALLA TESTA DEL PALO**

Profondità di scalzamento del terreno dalla testa del palo	Hs	m	1.00
--	----	---	------

**CONDIZIONI DI FALDA**

Palo sopra falda (0) - Palo sotto falda (1)	Falda		0
---	-------	--	---

**FATTORI DI CORRELAZIONE RESISTENZA CARATTERISTICA**

Numero delle verticali indagate spinte a profondità superiore della lunghezza dei pali	1
coefficiente $\xi_3$	1.70
coefficiente $\xi_4$	1.70

DESCRIZIONE	$\gamma_{n\_med}$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma'_{med}$ kN/m <sup>3</sup>	$\phi'_{med}$ deg	$k_{p\_med}$	$L_{med}$ (m)	$H_{lim,med}$ (kN)	$Rtr,d_{med}$ (kN)
PARAMETRI MEDI SGL	19.1	19.1	34.0	3.54	4.10	1171.9	530.3

DESCRIZIONE	$\gamma_{n\_min}$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma'_{min}$ kN/m <sup>3</sup>	$\phi'_{min}$ deg	$k_{p\_min}$	$L_{min}$ (m)	$H_{lim,min}$ (kN)	$Rtr,d_{min}$ (kN)
PARAMETRI MINIMI SGL	17.6	17.6	31.0	3.12	4.35	1109.2	501.9

Resistenza di progetto del palo impedito di ruotare in testa (incastro) alle azioni trasversali	Rtr,d	kN	501.9
---	-------	----	-------

ALLINEAMENTO	PALO SINGOLO			PALIFICATA				
	Rtr,d (kN)	Ftr,d (kN)	c.u.1	$n_{pali}$	$\eta$ (%)	Rtr,dgr (kN)	Ftr,dgr (kN)	c.u.gr
SPA	501.9	324	65%	8	80%	3212	2592	81%