

**Nuova S.S.195 "Sulcitana" Tratto Cagliari - Pula
Collegamento con la S.S.130 e aeroporto di Cagliari Elmas
Opera Connessa Nord**

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE: RTI GPI-IRD-SAIM-HYPRO

<p>IL GEOLOGO</p> <p><i>Dott. Geol. Marco Leonardi</i></p> <p>Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 1541</p>	<p>I PROGETTISTI SPECIALISTICHE</p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorelli</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111 settore a-b-c</p> <p><i>Ing. Paolo Orsini</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 13817</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p> <p><i>Ing. Vincenzo Secreti</i> Ordine Ingegneri Provincia di Crotone n. 412</p>	<p>GRUPPO DI PROGETTAZIONE (Mandatario)</p> <p>GPI INGEGNERIA GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl</p> <p>IRD ENGINEERING</p> <p>SAIM Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</p> <p>HYpro srl</p>
<p>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorelli</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111</p>	<p>IL PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE (DPR207/10 ART 15 COMMA 12)</p> <p><i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 14035</p>	<p>VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO</p> <p><i>Ing. Michele Coghe</i></p>

**OPERE D'ARTE MAGGIORI
CAVALCAVIA ASSE PRINCIPALE SVINCOLO CAPOTERRA – CASIC
RELAZIONE DI CALCOLO – Sottostrutture**

CODICE PROGETTO	NOME FILE	REVISIONE	SCALA
PROGETTO LIV. ANNO DPCA0150 D 23	P00V103STRRE02_A	A	-
CODICE ELAB. P 0 0 V 1 0 3 S T R R E 0 2			
D			
C			
B			
A	Emissione	Giugno '23	Toreno
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDDATTO
		VERIFICATO	APPROVATO

1.	PREMESSA.....	4
2.	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	4
3.	NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	10
4.	MATERIALI.....	11
5.	CRITERI DI CALCOLO E VERIFICA.....	15
6.	ANALISI STRUTTURALE E FASI DI CALCOLO.....	17
6.1.	FASI DI CALCOLO.....	17
6.2.	PROGRAMMA DI CALCOLO.....	17
7.	CARICHI DI PROGETTO.....	19
7.1.	ELENCO DELLE CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO.....	19
7.2.	CRITERI PER LA VALUTAZIONE DELLE AZIONI SULLA STRUTTURA.....	19
7.2.1.	<i>Carichi permanenti.....</i>	<i>19</i>
7.2.2.	<i>Ritiro e viscosità del calcestruzzo.....</i>	<i>19</i>
7.2.3.	<i>Azioni dei carichi variabili.....</i>	<i>19</i>
7.2.4.	<i>Effetto dinamico dei carichi mobili.....</i>	<i>19</i>
7.2.5.	<i>Azioni del vento.....</i>	<i>20</i>
8.	ANALISI DEI CARICHI.....	21
8.1.	PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA (G1).....	21
8.2.	CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2).....	21
8.3.	EFFETTO DEL RITIRO DELLA SOLETTA DI CALCESTRUZZO (ϵ_2).....	22
8.4.	CEDIMENTI VINCOLARI (ϵ_4).....	23
8.5.	AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (Q1).....	23
8.6.	AZIONI LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE (Q3).....	26
8.7.	AZIONE DEL VENTO (Q5).....	26
8.8.	VARIAZIONI TERMICHE (Q7).....	28
8.8.1.	<i>Variazione termica uniforme (stagionale).....</i>	<i>28</i>
8.8.2.	<i>Variazione termica differenziale (giornaliera).....</i>	<i>31</i>
8.9.	AZIONE SUI PARAPETTI E URTO DEL VEICOLO IN SVIO (Q8).....	31
8.10.	AZIONE SISMICA (E).....	31
8.10.1.	<i>Definizione dei parametri sismici.....</i>	<i>31</i>
8.10.2.	<i>Spettri di risposta.....</i>	<i>33</i>
8.11.	CARICHI SU SPALLE.....	37
8.11.1.	<i>Peso proprio delle spalle.....</i>	<i>37</i>

8.11.1.	<i>Peso e spinta del terreno di riempimento</i>	37
8.11.1.	<i>Carichi da traffico a tergo delle spalle</i>	38
8.11.1.	<i>Spinta di Wood</i>	38
9.	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	39
9.1.	METODOLOGIA DI ANALISI.....	53
9.1.1.	<i>Analisi in condizioni non sismiche</i>	53
9.1.2.	<i>Analisi sismica</i>	54
10.	MODELLAZIONE	55
10.1.	GEOMETRIA DEL MODELLO DI CALCOLO.....	55
10.2.	VINCOLI.....	56
10.2.1.	<i>Vincoli esterni</i>	56
10.2.2.	<i>Vincoli interni</i>	57
10.3.	DEFINIZIONE DELLE SEZIONI.....	59
10.4.	CARICHI E MASSE.....	62
10.4.1.	<i>Carichi sull'impalcato</i>	62
10.4.2.	<i>Carichi sulle spalle</i>	62
10.4.3.	<i>Masse sismiche</i>	64
10.4.4.	<i>Spettri di progetto</i>	64
11.	RISULTATI DELLE ANALISI	67
11.1.	ANALISI DINAMICA MODALE.....	67
11.2.	PRINCIPALI DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI.....	71
11.2.1.	<i>Stato Limite Ultimo</i>	71
11.2.2.	<i>Stato Limite di Esercizio</i>	77
12.	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI	80
13.	VERIFICA DELLE STRUTTURE IN ELEVAZIONE	82
13.1.	VERIFICHE DEI MURI DI SPALLA AGLI SLU.....	82
13.1.1.	<i>Muri frontali</i>	82
13.1.2.	<i>Muri andatori</i>	83
13.1.3.	<i>Paraghiaia</i>	86
13.2.	VERIFICHE DEI MURI DI SPALLA AGLI SLE.....	88
13.2.1.	<i>Muri frontali</i>	88
13.2.2.	<i>Muri andatori</i>	91
13.2.3.	<i>Paraghiaia</i>	93
14.	FONDAZIONI	96

14.1. VERIFICHE STRUTTURALI.....	100
14.1.1. <i>Verifiche della platea su micropali</i>	100
14.1.2. <i>Verifiche dei micropali</i>	103
15. APPOGGI E GIUNTI.....	107
15.1. APPOGGI.....	107
15.1.1. <i>Azioni sugli appoggi</i>	107
15.2. Giunti di dilatazione.....	108

1. PREMESSA

La presente relazione riguarda il progetto definitivo del cavalcavia di scavalco dell'asse principale in corrispondenza dello svincolo Capoterra-CASIC. L'opera ricade tra quelle previste nella realizzazione della SS 195 "Sulcitana" e, in particolare, dell'Opera connessa Nord, costituita dal tronco "Nuovo svincolo Casic – Dorsale Consortile" (km 10+200) – punto intermedio del tronco 106-107 (km 5+216) località Santu Inesu.

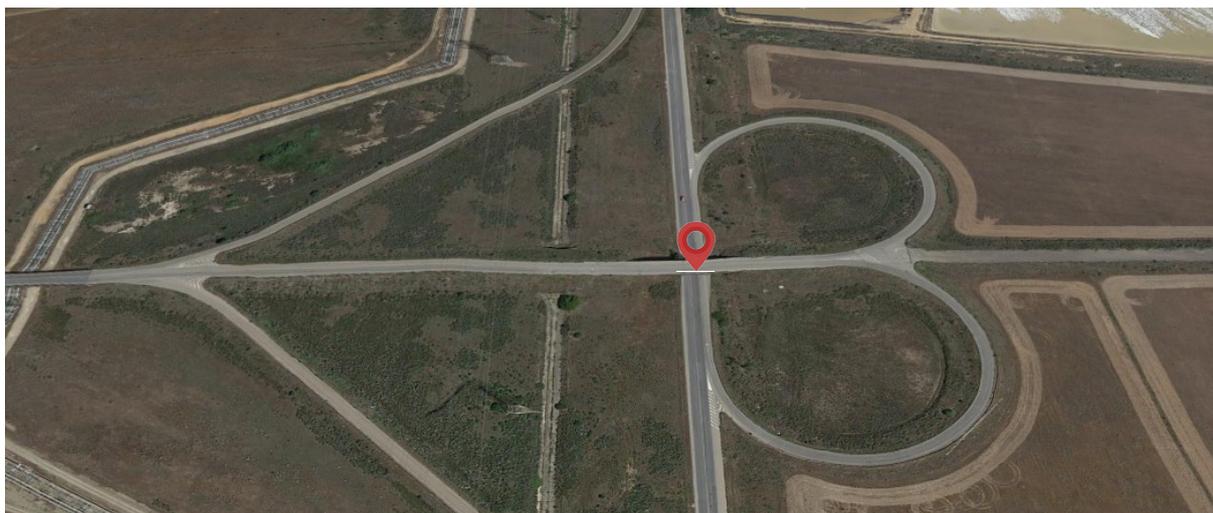


Figura 1.1 Ubicazione dell'opera

2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'opera si sviluppa su in un'unica campata di luce 40m ed è ubicata su una porzione del tracciato sostanzialmente in rettilineo e con pendenza longitudinale compresa tra 0.5 e 4%.

L'impalcato ha una larghezza di 10.5m complessivi, il pavimentato ha larghezza 9.0m mentre i cordoli da hanno una larghezza di 0.75m ciascuno.

La struttura dell'impalcato, che ha schema a travata semplicemente appoggiata, è realizzata in sistema misto acciaio-calcestruzzo ed è di tipo bi-trave con sezione aperta. La sezione resistente della travata è costituita da travi principali con sezione a doppio T di altezza 2.0m sulle quali è realizzata una soletta in c.a. ordinario gettato in opera su predalle prefabbricate per uno spessore complessivo di 30cm.

La "collaborazione" tra soletta e carpenteria metallica è realizzata mediante connettori a piolo tipo Nelson.

I diaframmi intermedi sono realizzati con profili laminati IPE500 mentre quelli di testata sono realizzati con sezione a doppio T a parete piena.

Le connessioni delle travi principali saranno prevalentemente di tipo saldato mentre quelle degli elementi secondari (diaframmi di testata e intermedi) di tipo bullonato.

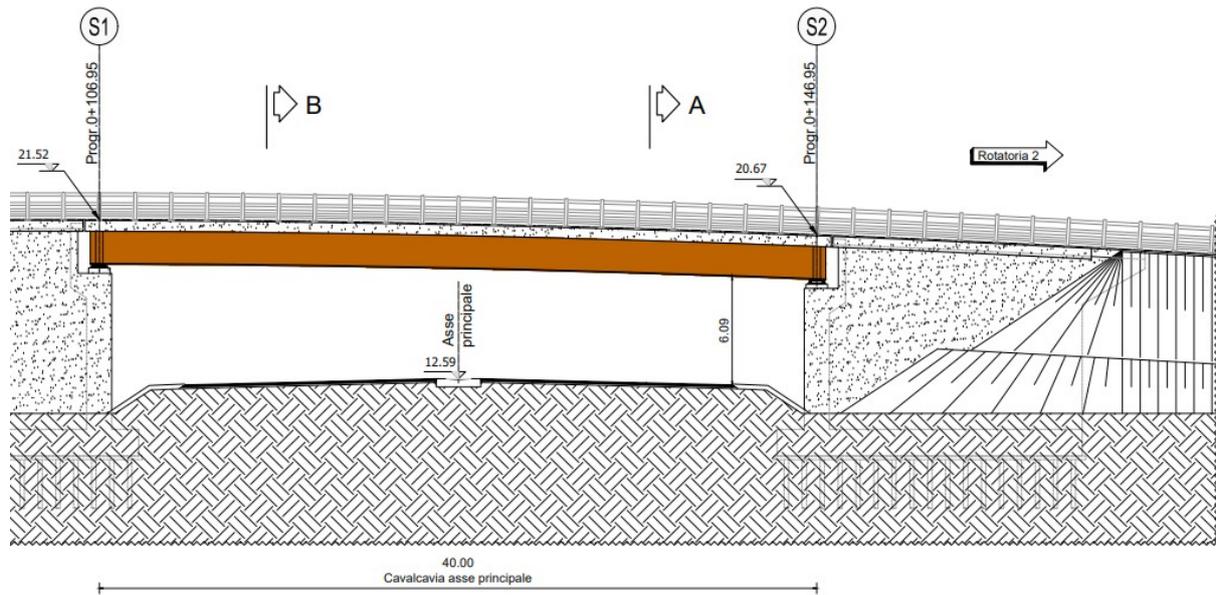


Figura 2.2 Prospetto dell'opera

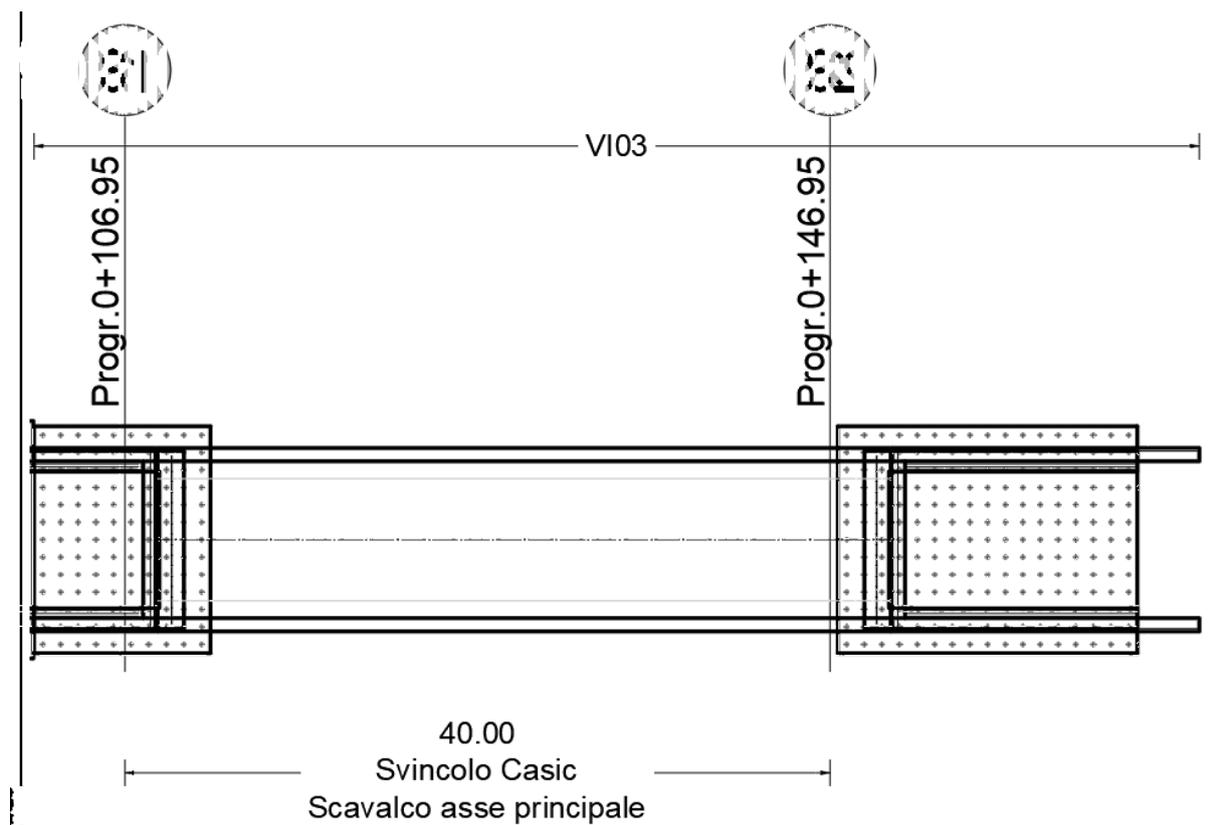


Figura 2.3 Pianta dell'opera

PROGETTAZIONE ATI:

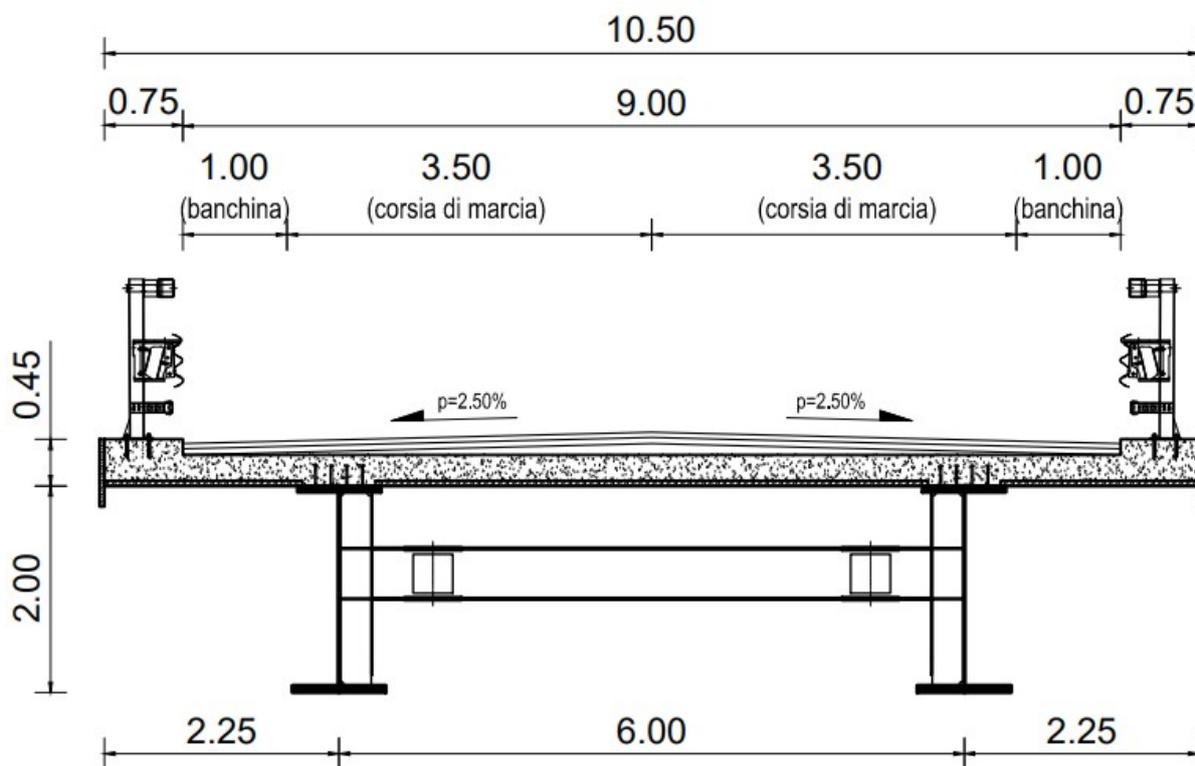


Figura 2.4 Sezione trasversale dell'impalcato

Il sistema di vincolo è realizzato mediante l'impiego di appoggi a disco elastomerico confinato di tipo fisso e di tipo scorrevole uni-direzionale e/o multi-direzionale. Il layout degli appoggi è stato definito in modo da rendere l'impalcato isostatico evitando la nascita di coazioni per effetto delle dilatazioni termiche. Si rimanda agli specifici elaborati per le caratteristiche dei dispositivi. Lo schema di vincolo è riportato nella seguente figura.

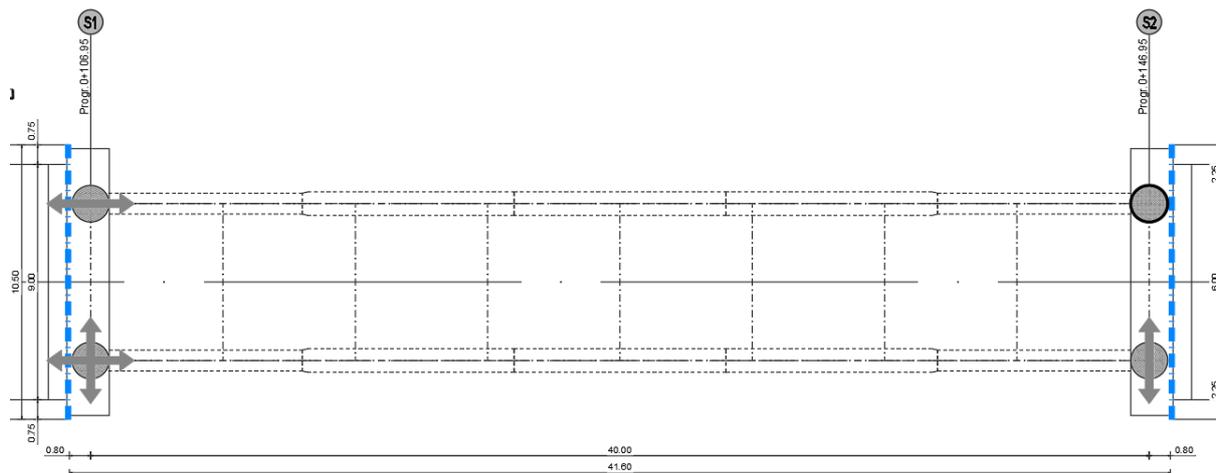


Figura 2.5 Schema di vincolo

PROGETTAZIONE ATI:

In corrispondenza delle spalle, per consentire gli spostamenti dell'opera in esercizio (dovuti principalmente alle dilatazioni termiche) si prevede l'installazione di giunti di dilatazione in gomma armata.

Si prevede di realizzare due spalle in calcestruzzo armato composte da un muro frontale, due muri andatori e un muro paraghiaia. Le spalle saranno fondate su platee e plinti su micropali.

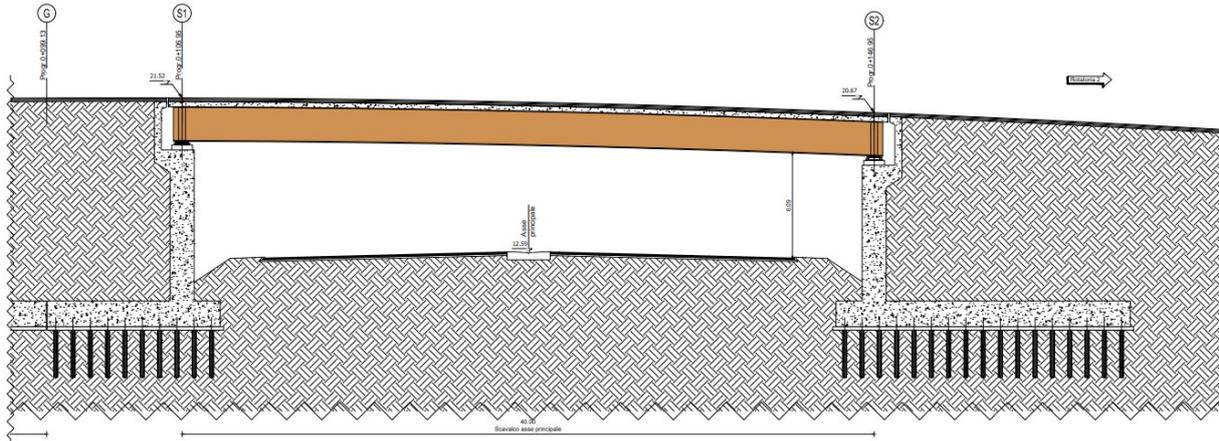


Figura 2.6 Sezione longitudinale

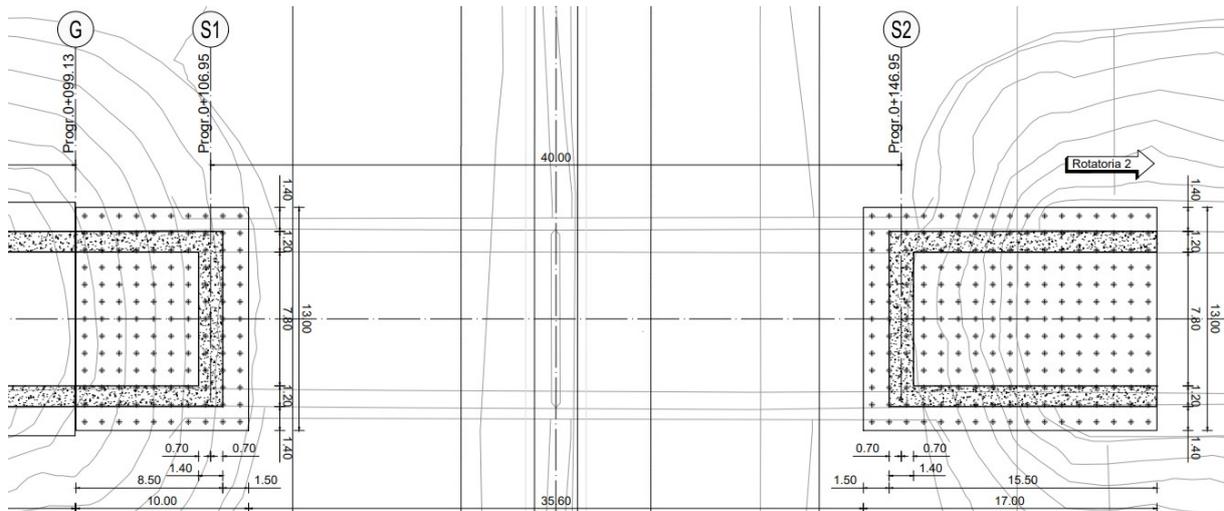


Figura 2.7 Pianta fondazioni

PROGETTAZIONE ATI:

CAVALCAVIA ASSE PRINCIPALE SVINCOLO CAPOTERRA-CASIC – RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE

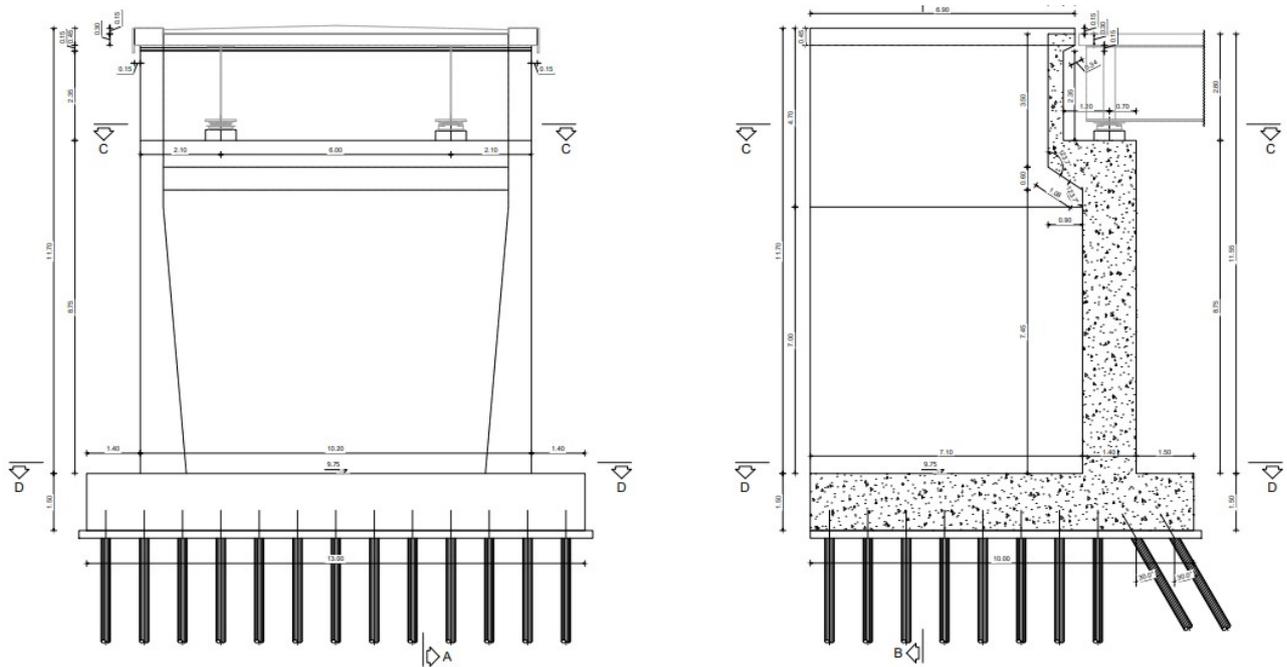


Figura 2.8 Prospetto e Sezione spalla "SP1" lato Rotatoria 1

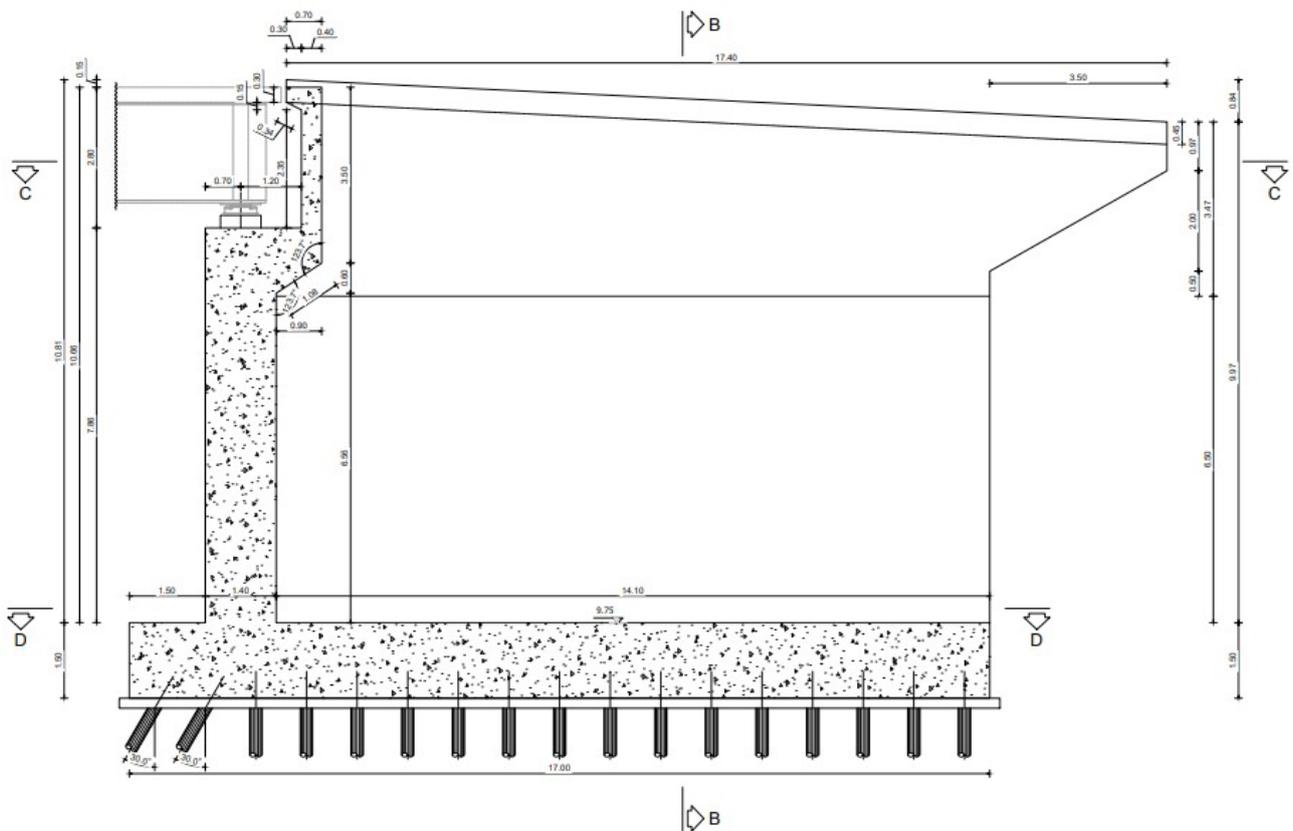


Figura 2.9 Sezione spalla "SP2" lato Rotatoria 2

PROGETTAZIONE ATI:

Gli spessori degli elementi sono tali da soddisfare le verifiche riportate nei capitoli successivi. In particolare per le spalle si prevede un muro frontale di spessore di 1.40m e uno sviluppo lungo l'asse trasversale dell'opera di 10.20m. I due muri andatori sono tali da raccordarsi con i muri di sostegno del rilevato e hanno uno spessore di 1.20m, per la spalla "SP1" lato Rotatoria 1 si estendono per 8.50m e sono alti 11.70m, mentre per la spalla "SP2" lato Rotatoria 2 si estendono per 15.50m e hanno un'altezza compresa tra 10m e 10.8m.

Le platee al di sotto delle spalle hanno uno spessore di 1.5m e una dimensione in pianta di 10m x 13m per la spalla "SP1" lato Rotatoria 1 e 17m x 13m per la spalla "SP2" lato Rotatoria 2. Al di sotto di essa sono disposti 13 file di micropali, distanti 1m l'una dall'altra. Il passo trasversale è di 1m. Ciascun micropalo ha un diametro di 0.240m, e si estende in profondità per 15m. Nelle prime due file i micropali sono stati inclinati per consentire un maggior assorbimento delle spinte statiche.

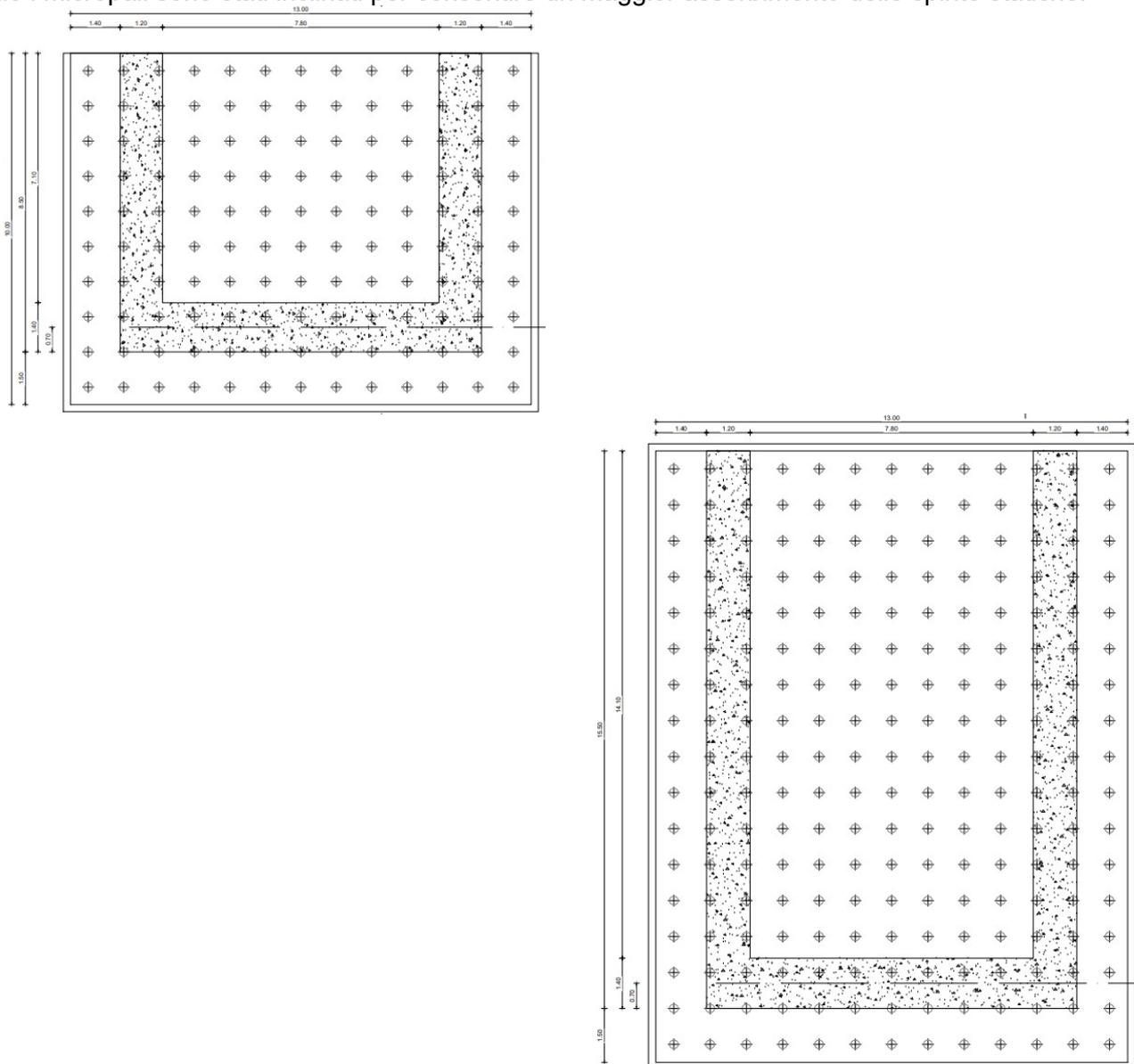


Figura 2.10 Platee su micropali

PROGETTAZIONE ATI:

3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Il progetto e la verifica delle strutture sono stati svolti nel rispetto delle seguenti norme:

- D.M. 17.01.2018 “Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni”.
- Circolare n° 7 del 21/01/2019 Istruzioni per l’applicazione dell’“Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. del 17/01/2018.
- D.M. 31.07.2012 - Approvazione delle Appendici Nazionali recanti i parametri tecnici per l’applicazione degli Eurocodici.
- UNI EN 1991-1-4:2005 - EUROCODICE 1 Parte 1-4 - “Azioni in generale - Azioni del vento” con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1991-1-5:2004 - EUROCODICE 1 Parte 1-5 - “Azioni in generale - Azioni termiche” con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1992-1-1:2005 - EUROCODICE 2 Parte 1-1 - “Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici” con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1993-1-5 (2006). EUROCODICE 3 Part 1-5 – “Elementi strutturali a lastra”;
- UNI EN 1993-1-5 (2006). EUROCODICE 3 Part 1-8 – “Progettazione dei collegamenti”;
- UNI EN 1993-1-5 (2006). EUROCODICE 3 Part 1-9 – “Fatica”;
- UNI EN 1993-2: 2006 – EUROCODICE 3 Parte 2: “Progettazione delle strutture di acciaio – Ponti di acciaio”;
- UNI EN 1994-2: (2005) – EUROCODICE 4 Parte 2: “Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Ponti”;
- UNI EN 1998-1:2005. EUROCODICE 8. Parte 1: “Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-2:2009. EUROCODICE 8. Parte 2: “Ponti”

PROGETTAZIONE ATI:

4. MATERIALI

Al fine delle verifiche strutturali verranno utilizzati i parametri relativi ai materiali di seguito indicati:

Calcestruzzo pali e fondazioni

$R_{ck} \geq 45$ MPa; (C35/45)	resistenza cilindrica caratteristica
$f_{ck} = 0.83 \times 45 = 37.35$ MPa	resistenza di calcolo
$f_{cd} = 0.85 \times 37.35 / 1.50 = 21.17$ MPa	resistenza media cilindrica
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 45.35$ MPa	resistenza media a trazione assiale
$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.35$ MPa	resistenza a trazione
$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.35$ MPa	resistenza media a trazione per flessione
$f_{ctm} = 1.2 \times f_{ctm} = 4.02$ MPa	resistenza a trazione di calcolo
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.56$ MPa	modulo elastico istantaneo
$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 34625.49$ MPa	Classe di consistenza Slump
S4	Classe di esposizione
XC2+XS2	Dimensione Max aggregati
32 mm	Rapporto Max A/C
0.45	Contenuto Min. cemento
360 kg/m ³	Copriferro (fondazioni)
55 mm	Copriferro (pali)
70 mm	

Calcestruzzo sottostrutture

$R_{ck} \geq 45$ MPa; (C35/45)	resistenza cilindrica caratteristica
$f_{ck} = 0.83 \times 45 = 37.35$ MPa	resistenza di calcolo
$f_{cd} = 0.85 \times 37.35 / 1.50 = 21.17$ MPa	resistenza media cilindrica
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 45.35$ MPa	resistenza media a trazione assiale
$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.35$ MPa	resistenza a trazione
$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.35$ MPa	resistenza media a trazione per flessione
$f_{ctm} = 1.2 \times f_{ctm} = 4.02$ MPa	resistenza a trazione di calcolo
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.56$ MPa	modulo elastico istantaneo
$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 34625.49$ MPa	Classe di consistenza Slump
S4	Classe di esposizione
XC4+XS1	Dimensione Max aggregati
32 mm	Rapporto Max A/C
0.5	Contenuto Min. cemento
340 kg/m ³	Copriferro
45 mm	

Calcestruzzo soletta

$R_{ck} \geq 45$ MPa; (C35/45)	resistenza cilindrica caratteristica
$f_{ck} = 0.83 \times 45 = 37.35$ MPa	resistenza di calcolo
$f_{cd} = 0.85 \times 37.35 / 1.50 = 21.17$ MPa	resistenza media cilindrica
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 45.35$ MPa	resistenza media a trazione assiale
$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.35$ MPa	resistenza a trazione
$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.35$ MPa	resistenza media a trazione per flessione
$f_{ctm} = 1.2 \times f_{ctm} = 4.02$ MPa	resistenza a trazione di calcolo
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.56$ MPa	modulo elastico istantaneo
$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 34625.49$ MPa	Classe di consistenza Slump
S4	Classe di esposizione
XC4+XS1	Dimensione Max aggregati
16 mm	Rapporto Max A/C
0.5	

PROGETTAZIONE ATI:

340 kg/m³
40 mm

Contenuto Min. cemento
Copriferro

Calcestruzzo baggioli e chiavi di taglio

$R_{ck} \geq 45$ MPa; (C35/45)

$f_{ck} = 0.83 \times 45 = 37.35$ MPa

$f_{cd} = 0.85 \times 37.35 / 1.50 = 21.17$ MPa

$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 45.35$ MPa

$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.35$ MPa

$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.35$ MPa

$f_{ctm} = 1.2 \times f_{ctm} = 4.02$ MPa

$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.56$ MPa

$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 34625.49$ MPa

S4

XC4+XS1

16 mm

0.45

340 kg/m³

45 mm

resistenza cilindrica caratteristica
resistenza di calcolo
resistenza media cilindrica
resistenza media a trazione assiale
resistenza a trazione
resistenza media a trazione per flessione
resistenza a trazione di calcolo
modulo elastico istantaneo
Classe di consistenza Slump
Classe di esposizione
Dimensione Max aggregati
Rapporto Max A/C
Contenuto Min. cemento
Copriferro

Calcestruzzo predalle

$R_{ck} \geq 45$ MPa; (C35/45)

$f_{ck} = 0.83 \times 45 = 37.35$ MPa

$f_{cd} = 0.85 \times 37.35 / 1.50 = 21.17$ MPa

$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 45.35$ MPa

$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.35$ MPa

$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.35$ MPa

$f_{ctm} = 1.2 \times f_{ctm} = 4.02$ MPa

$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.56$ MPa

$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 34625.49$ MPa

S4

XC3+XS1

16 mm

0.5

340 kg/m³

35 mm

resistenza cilindrica caratteristica
resistenza di calcolo
resistenza media cilindrica
resistenza media a trazione assiale
resistenza a trazione
resistenza media a trazione per flessione
resistenza a trazione di calcolo
modulo elastico istantaneo
Classe di consistenza Slump
Classe di esposizione
Dimensione Max aggregati
Rapporto Max A/C
Contenuto Min. cemento
Copriferro

Acciaio in barre ad aderenza migliorata

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata tipo B450C controllato in stabilimento, pertanto nei calcoli statici saranno assunti i seguenti parametri:

$f_{yk} = 450$ MPa

$f_{tk} = 540$ MPa

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3$ MPa

$E_s = 210000$ MPa

$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s = 1.863$ ‰

$\epsilon_{uk} = (A_{gt})_k = 7.5$ ‰

$\epsilon_{ud} = 0.9 \times \epsilon_{uk} = 6.75$ ‰

$\gamma_s = 78.5$ kN/mc

tensione caratteristica di snervamento
tensione caratteristica di rottura
tensione di calcolo
modulo elastico
deformazione di snervamento ultima
deformazione uniforme caratteristica
deformazione uniforme ultima
peso per unità di volume

Acciaio per carpenteria

I profili metallici sia saldati che laminati ed il piastrame sono realizzati con l'impiego di acciaio strutturale per carpenteria dotato delle caratteristiche sottoindicate, in accordo con la norma UNI EN 10025-2 (2005).

PROGETTAZIONE ATI:

Le giunzioni di tipo saldato o bullonato saranno conformi alle prescrizioni del paragrafo 11.3.4 delle NTC.

I criteri di accettazione ed i relativi controlli verranno definiti in accordo alle prescrizioni del paragrafo 11.3.4 delle NTC.

- Travi principali, elementi composti saldati e coprigiunti:

Acciaio S355 J0 per spessori $t \leq 20\text{mm}$;
Acciaio S355 J2 per spessori $20\text{mm} < t \leq 40\text{mm}$;
Acciaio S355 K2 per spessori $> 40\text{mm}$.

- Angolari, profilati e piastre sciolte (elementi non saldati):

Acciaio S355 J0W per qualsiasi spessore

$f_{yk} \geq 355 \text{ MPa}$ $f_d = f_{yk}/\gamma_{M0} = 338.1 \text{ MPa}$ per spessori $0\text{mm} \leq t \leq 40\text{mm}$
 $f_{yk} \geq 335 \text{ MPa}$ $f_d = f_{yk}/\gamma_{M0} = 319.0 \text{ MPa}$ per spessori $40\text{mm} \leq t \leq 100\text{mm}$

- Unioni bullonate:

Secondo NTC, UNI 3740 e 20898 parte I e II

Giunzioni a taglio:

Viti classi 10.9 (UNI5712)
Dadi classe 10 (UNI 5713)
Rosette in acciaio C50 EN10083 (HRC 32-40) (UNI5714)

Giunzioni ad attrito:

Viti classi 10.9 (UNI5712)
Dadi classe 10 (UNI 5713)
Rosette in acciaio C50 EN10083 (HRC 32-40) (UNI5714)
Precarico e coppia di serraggio: secondo UNI EN 1993-1-8 e UNI ENV 1090

Giunzioni a taglio (Cat. A) – ove di seguito specificato;

$F_{v,Rd}$ = secondo UNI EN 1993-1-8 (resistenza di progetto a taglio bullone)
 $F_{b,Rd}$ = secondo UNI EN 1993-1-8 (resistenza di progetto a rifollamento bullone)

Giunzioni ad attrito (Cat. B, C) – ove di seguito specificato;

$\mu = 0,30$ (coefficiente di attrito)
 $F_{s,Rd}$ = secondo UNI EN 1993-1-8 (resistenza di progetto a taglio bullone)
 $F_{p,C}$ = secondo UNI EN 1993-1-8 (precarico bullone per giunti tipo B e C)

I bulloni devono essere disposti in opera con una rosetta posta sotto il dado ed una sotto la testa della vite.

- Unioni saldate:

Secondo NTC e UNI ENV 1090 (cfr. [24]) – Calcolo secondo EC3

A cordone d'angolo o a parziale penetrazione – ove di seguito specificato;

$\gamma_{Mw} = \gamma_{M2}$ come di seguito indicato
 $f_{v,wd}$ = secondo UNI EN 1993-1-8 (resistenza di progetto a taglio della saldatura)

A completa penetrazione – ove di seguito specificato;

f_d = per il materiale base più debole connesso

- Connettori a piolo:

I connettori a piolo, tipo Nelson, conformi a quanto prescritto al paragrafo 11.3.4.7 delle NTC2018 secondo UNI EN ISO 13918

PROGETTAZIONE ATI:

Pioli tipo NELSON, $\phi 19$
Acciaio ex ST 37-3K (S235J2G3+C450)
 $f_y > 350$ MPa
 $f_u > 450$ MPa

PROGETTAZIONE ATI:

5. CRITERI DI CALCOLO E VERIFICA

Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato considerando le azioni sui ponti stradali secondo quanto indicato al paragrafo 5.1.3. del D.M. 17/01/2018.

Le verifiche delle sezioni in c.a. sono state condotte sulla base delle prescrizioni contenute nel D.M. 17/01/2018.

Per le resistenze dei materiali in condizioni ultime e per i limiti tensionali allo SLE si fa riferimento ad i valori riportati in precedenza.

Stato Limite Ultimo

Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo (punto 4.1.2.1.1.1 delle NTC):

$$f_{cd} = \gamma_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$\gamma_{cc} = 0,85$ Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata

$\gamma_c = 1,5$ Coefficiente parziale di sicurezza relative al calcestruzzo

Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo (punto 4.1.2.1.1.2 delle NTC):

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$$

$$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm}$$

Tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio (punto 4.1.2.1.1.4 delle NTC):

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

con $\gamma_s = 1,15$ Coefficiente di sicurezza parziale dell'acciaio

Stato Limite di esercizio

Tensione max di compressione - Comb. rara

$$\sigma_c < 0.60f_{ck}$$

Tensione max di compressione - Comb. quasi permanente

$$\sigma_c < 0.45f_{ck}$$

Tensione massima di trazione dell'acciaio

$$\sigma_s < 0.80f_{yk}$$

Stati limite di fessurazione

Le classi di esposizione dei vari calcestruzzi sono indicate in precedenza congruentemente a quanto riportato in tabella materiali.

In funzione della classe di esposizione, le condizioni ambientali rientrano in una delle seguenti tre categorie:

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

Lo stato limite di fessurazione viene determinato attraverso la seguente tabella:

Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
		Sensibile		Poco sensibile	
		Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
	quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
	quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
	quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Con

$w_1 = 0.2\text{mm}$

$w_2 = 0.3\text{mm}$

$w_3 = 0.4\text{mm}$

La verifica a fessurazione è soddisfatta se $w_d = 1,7 w_m = 1,7 (\epsilon_{sm} \Delta_{sm}) < (w_1, w_2, w_3)$

Per il calcolo di ϵ_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica.

La verifica dell'ampiezza di fessurazione può anche essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura; a tal scopo si veda C4.1.2.2.4.6., Tab C4.1.II e Tab C4.1.III.

PROGETTAZIONE ATI:

6. ANALISI STRUTTURALE E FASI DI CALCOLO

6.1. FASI DI CALCOLO

Per il calcolo delle sottostrutture è stato implementato un modello che prevede la presenza dell'impalcato già nella sua configurazione finale senza considerarne le fasi realizzative che risultano ininfluenti sulla statica delle spalle.

6.2. PROGRAMMA DI CALCOLO

In base a quanto esposto al paragrafo precedente, per una corretta analisi dell'impalcato è stato necessario implementare due diversi modelli di calcolo.

L'analisi della struttura è stata eseguita impiegando il software di calcolo automatico Sap2000 della Computers and Structures, Inc.

Nel seguito si riportano le caratteristiche generali del codice di calcolo utilizzato, nonché i dati generali sul modello realizzato comprensivi di numerazione di nodi ed aste.

Le unità di misura, ove non espressamente indicate, sono le seguenti:

lunghezze:	m
forze:	kN
coppie:	kN-m
temperature:	°C
tempo:	sec

Una descrizione completa ed esauriente del programma, con il campo di applicazione, le informazioni sui fondamenti teorici e sui metodi di calcolo numerico usati possono essere consultati nella guida in linea del codice di calcolo.

In sintesi, si riportano gli elementi di valutazione del codice forniti dal distributore del programma, necessari alla formulazione del grado di affidabilità del codice richiesto al progettista utilizzatore, secondo quanto prescritto dalla CNR-10024/'86 "Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo".

I modelli numerici fanno riferimento ad un comportamento generale spaziale o piano a seconda dei gradi di libertà imposti ai nodi della struttura.

Ogni modello è riferito ad uno spazio fisso individuato da un sistema di riferimento globale nel quale sono da leggersi le coordinate di tutti i nodi della struttura.

Per ogni singola asta è poi considerato un sistema di riferimento locale, che assume l'asse "1" dell'asta orientato dal "primo nodo" (nodo I) al "secondo nodo" (nodo J) (essendo tali i nodi di definizione dell'asta. L'asse "3" viene definito (per direzione e verso) per ogni asta nella dichiarazione dei nodi della stessa e il suo significato fisico rispetto alla terna locale è indicato in figura. L'asse "2" (con il verso opportuno) completa la terna locale definita secondo la "regola della mano destra"

Il programma SAP presenta i chiari capitoli d'ingresso dati che vengono di seguito indicati:

JOINTS Specifica le coordinate dei nodi del modello. È da precisare come sia possibile fare uso di subroutines di generazione automatica.

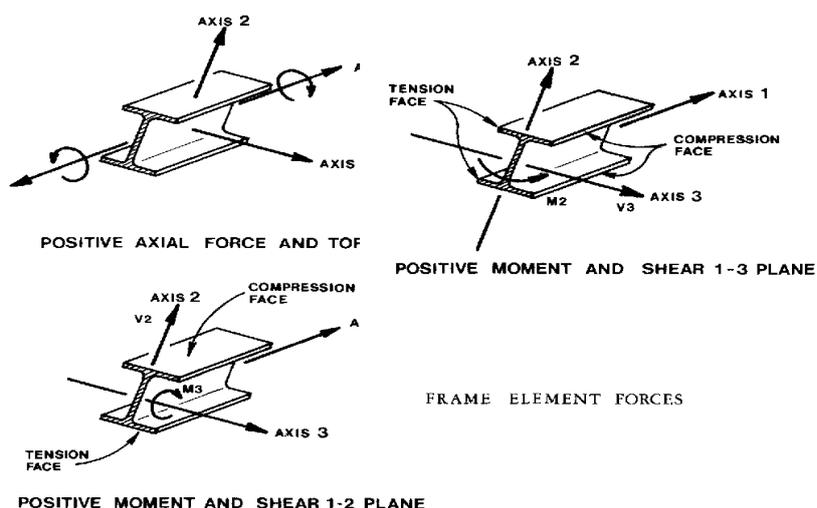
RESTRAINTS Specifica i gradi di libertà inattivi dei nodi del modello (0 = attivo, 1 = inattivo).

SPRINGS Specifica le caratteristiche di elasticità dei supporti se non considerati vincoli rigidi.

PROGETTAZIONE ATI:

FRAME Specifica le caratteristiche meccaniche di ogni asta ed i carichi ripartiti o concentrati lungo le stesse. Specifica inoltre le aste che costituiscono la struttura, assegnando ad ognuna il nodo di inizio (start) e di fine (end) nonché gli altri dati necessari ai fini della individuazione del sistema di riferimento locale. È da precisare come sia possibile fare uso di subroutines di generazione automatica.

LOADS Specifica i carichi concentrati nei nodi della struttura.



Le travi principali sono state modellate con elementi di tipo frame. Le sezioni assegnate alle travi sono quelle relative alla sola sezione d'acciaio o alla sezione composta con soletta collaborante e omogeneizzata tenendo conto dei diversi coefficienti di omogeneizzazione in base ai vari tipi di carico (di breve o lunga durata), in base alla fase di calcolo in esame.

7. CARICHI DI PROGETTO

7.1. ELENCO DELLE CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO

L'impalcato è sottoposto alle azioni indotte da:

- g_1 peso proprio delle strutture: acciaio-cls. di soletta
- g_2 carichi permanenti portati: pavimentazione, velette, guardrail, marciapiedi e parapetto
- ε_1 distorsioni
- ε_2 ritiro del calcestruzzo
- ε_3 effetti viscosi del calcestruzzo
- ε_4 cedimenti vincolari
- q_1 carichi mobili
- q_2 effetto dinamico dei carichi mobili
- q_3 azione di frenamento
- q_5 azione del vento
- q_7 azioni della temperatura
- q_8 azioni sui parapetti e urto di veicolo in svio

Tali azioni saranno combinate secondo le prescrizioni delle normative vigenti.

7.2. CRITERI PER LA VALUTAZIONE DELLE AZIONI SULLA STRUTTURA

7.2.1. CARICHI PERMANENTI

I carichi permanenti sono costituiti dai pesi propri delle strutture portanti e delle sovrastrutture. Essi sono valutati moltiplicando il volume calcolato geometricamente per i pesi specifici dei materiali

7.2.2. RITIRO E VISCOSITÀ DEL CALCESTRUZZO

Il calcolo degli effetti del ritiro del calcestruzzo e della viscosità deve essere effettuato in accordo al carattere ed all'intensità di tali distorsioni definiti ai §11.2.10.6 e §11.2.10.7 delle NTC2018.

Le azioni indotte da queste azioni e dall'interazione tra esse sono valutate secondo le più recenti indicazioni contenute nella norma EC4 (vedere verifica delle sezioni) e nella bibliografia specialistica.

7.2.3. AZIONI DEI CARICHI VARIABILI

I carichi accidentali agenti sull'impalcato sono definiti dalle NTC 2018 e vanno posizionati in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli ai fini della valutazione della resistenza e stabilità degli elementi dell'impalcato (travi, soletta, traversi).

7.2.4. EFFETTO DINAMICO DEI CARICHI MOBILI

Il coefficiente di incremento dinamico addizionale da applicare alle azioni indotte dai carichi mobili è valutato secondo NTC 2018: per l'analisi globale dell'impalcato e nell'ipotesi di pavimentazione di media rugosità si assume $q_2 = 1$; effetti locali in prossimità di interruzioni della continuità strutturale

PROGETTAZIONE ATI:

della soletta che possono richiedere l'adozione di coefficienti superiori all'unità verranno eventualmente analizzati in sede di verifica della soletta.

7.2.5. AZIONI DEL VENTO

Le azioni del vento sono valutate calcolando la pressione cinetica di riferimento q_{ref} secondo le indicazioni contenute nelle NTC 2018, da applicarsi alla sagoma trasversale del ponte a ponte scarico ed a ponte carico tenendo conto dell'ingombro dei carichi accidentali presenti.

8. ANALISI DEI CARICHI

Di seguito si riporta la descrizione dei vari contributi di carico presi in esame ai fini dell'analisi globale della struttura.

Le sollecitazioni per le verifiche sezionali sono state dedotte dall'analisi globale.

8.1. PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA (G1)

Il peso della struttura in acciaio è stato calcolato considerando un'incidenza della carpenteria metallica pari a 300kN/mq, comprensiva delle travi longitudinali, dei traversi spalla e dei diaframmi intermedi.

Si è assunta una densità di massa convenzionale di 7850 kg/m³.

Il peso della soletta di impalcato è pari a:

$$\text{soletta incluse predalles} \quad 0.3 \text{ m} * 25 \text{ KN/m}^3 = 7.5 \text{ KN/m}^2$$

Il contributo equivalente al peso della soletta + predalles è stato implementato nel modello tramite un sovraccarico uniformemente distribuito agente sugli allineamenti delle travi longitudinali.

Si riportano in forma tabellare i valori dei carichi elementari.

	Peso unit. [KN/m ²]	Peso unit. [kN/m]
Carpenteria metallica		30
Soletta (30cm)	7.5	78.75
Tot. G1		108.75
Tot. G1 per singola trave		54.375

Il peso proprio delle spalle è valutato in automatico dal software considerando gli spessori degli elementi piastra ed il peso per unità di volume del calcestruzzo (25kN/m³).

8.2. CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2)

I valori unitari caratteristici dell'impalcato sono riassunti nella seguente tabella.

elemento	h [m]	b [m]	P [kN/m ³]	P [kN/m ²]	P [kN/m]
Pavimentazione	0.14	9.00	23.00	3.22	28.98
Barriera di sicurezza	-	-	-	-	1.50
Cordolo	0.15	0.75	25.00	3.75	2.81
Veletta					1.00
Presidi idraulici					0.50
TOTALE G2					40.61
TOTALE G2 per singola trave					20.30

I sovraccarichi permanenti vengono implementati nel modello come carichi uniformemente distribuiti, agenti sugli elementi delle travi.

8.3. EFFETTO DEL RITIRO DELLA SOLETTA DI CALCESTRUZZO (E2)

Nei punti precedenti sono stati valutati i parametri di base inerenti alla reologia del calcestruzzo (ritiro/viscosità). Gli effetti del creep vengono valutati con l'ausilio di coefficienti di omogeneizzazione opportunamente modificati e della deformazione di ritiro come esposto nel paragrafo relativo ai materiali.

Per quanto riguarda il ritiro della soletta, si valuta, in linea generale, l'effetto coattivo indotto dalla contrazione della soletta, primariamente rispetto alla trave composta acciaio calcestruzzo (effetti primari del ritiro), secondariamente rispetto alla statica globale della struttura continua (effetti secondari, o iperstatici).

Gli effetti primari vengono valutati con la formula:

$$N_r = \varepsilon_{cs} * E_c / n_{f2b} * b_{eff} * t_{cls}$$

$$M_r = N_r * e$$

In particolare, con "e" si è indicata l'eccentricità fra il baricentro della soletta ed il baricentro della sezione composta omogeneizzata in fase 2. In sede di verifica tensionale, nella soletta, alle tensioni indotte da N_r ed M_r si aggiunge lo stato di coazione locale di trazione $\sigma_{cs} = \varepsilon_{cs} * E_c / n_{f2b}$.

Si riporta di seguito in forma tabellare il calcolo della deformazione per ritiro.

Dati di ingresso

$R_{ck} =$	45	MPa	Resistenza cubica caratteristica
$f_{ck} =$	37.4	MPa	Resistenza cilindrica caratteristica
$E_{c,m} =$	34625	MPa	Modulo elastico del cls
$A_C =$	2675000	mmq	Area della sezione in cls
$u =$	11000	mm	Perimetro della sezione in cls esposto all'aria
$h_0 =$	486.4	mm	dimensione fittizia
$k_h =$	0.703		parametro funzione di h_0 secondo la Tab. 11.2.Vb
RH =	70	%	Umidità Relativa ambientale

Deformazione per ritiro a tempo infinito

$\beta_{RH} =$	1.02		
$f_{cm} =$	45.4	MPa	resistenza media cilindrica a compressione
$f_{cm0} =$	10.0	MPa	
Classe:	N		Classe del cemento
$a_{ds1} =$	4.00		coefficiente dipendente dal tipo di cemento
$a_{ds2} =$	0.12		coefficiente dipendente dal tipo di cemento
$\varepsilon_{cd,0} =$	-0.332	‰	Deformazione da ritiro per essiccamento
$e_{cd} =$	-0.233	‰	Valore medio a $t=\infty$ della deformazione per ritiro da essiccamento
$e_{ca} =$	-0.068	‰	Valore medio a $t=\infty$ della deformazione per ritiro autogeno
$e_{cs} =$	-0.302	‰	Valore medio a $t=\infty$ della deformazione per ritiro (totale)

Dove il coefficiente di viscosità a tempo infinito $f(\infty, t_0)$ è calcolato utilizzando i valori presenti nelle tabelle 11.2.VI e 11.2.VII al §11.2.7 delle NTC2018, e lo sforzo assiale dovuto al ritiro su ciascuna trave è pari a:

PROGETTAZIONE ATI:

$$N_{cs} = \epsilon_{cs} \times A_{cls} \times E_{c\infty} / 2 = 2048 \text{ kN}$$

L'eccentricità tra il baricentro della soletta e quello della sezione trave+soletta+armature. Varia quindi per i vari conci; viene stimata in questa fase con un valore pari a:

$$e_r = 0.6 \text{ m}$$

Dunque sulla i-esima sezione agisce un momento pari a:

$$M_{ri} = N_{ri} \times e_{c2} = 2048 \times 0.6 = 1229 \text{ kNm}$$

8.4. CEDIMENTI VINCOLARI (ε4)

Lo schema vincolare è tale da rendere trascurabile l'effetto dei cedimenti vincolari (schema a trave appoggiata).

8.5. AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (Q1)

I carichi mobili agenti sull'impalcato sono definiti al § 5.1.3.3 del D.M. 17.01.2018 e vanno posizionati in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli ai fini della verifica delle sottostrutture e degli apparecchi di appoggio. Si fa riferimento allo Schema di Carico 1 (Figura 8.11) per le verifiche globali.

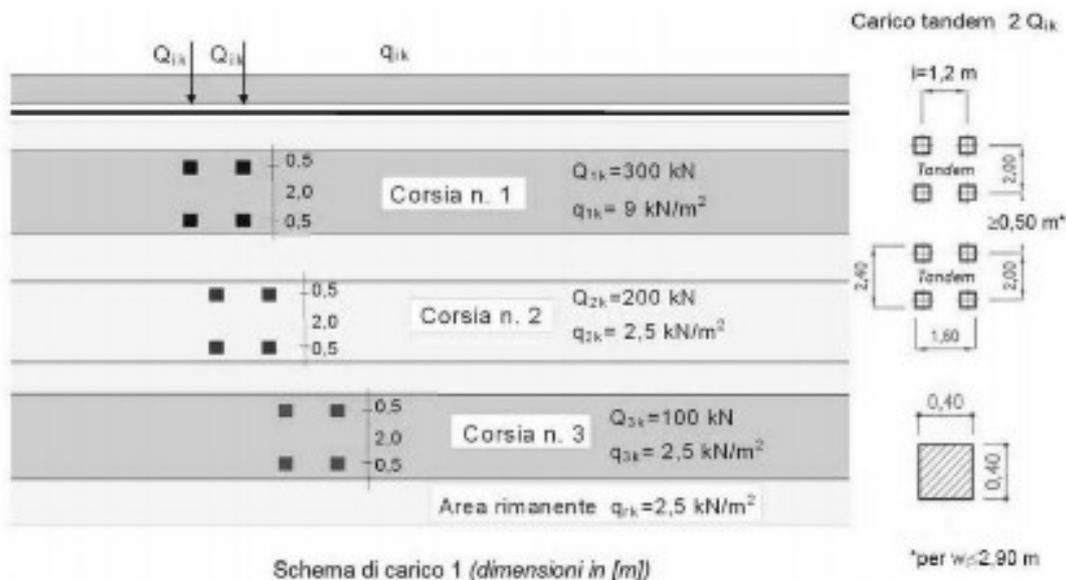


Figura 8.11: Schema di carico convenzionale 1

La larghezza impalcato è costante e pari a 10.5m di cui 9m di pavimentazione: il numero delle corsie di carico convenzionali considerate ai fini del calcolo dell'impalcato e delle sottostrutture è stato definito in base a quanto riportato nella Tabella 5.1.I del D.M. 17/01/18 (Figura 8.12):

Larghezza di carreggiata "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	$w - (3,00 \times n_l)$

Figura 8.12 Criteri per la definizione del numero e della larghezza delle corsie convenzionali per l'applicazione dei carichi da traffico

Nel caso in esame, la carreggiata ha una larghezza utile costante pari a 9.0 m, ed è in grado di ospitare 3 corsie di carico di larghezza convenzionale pari a 3.0 m.

Al fine di ottenere gli effetti più gravosi in termini di reazioni vincolari, sollecitazioni e deformazioni, sono state considerate differenti disposizioni dei carichi sia in senso trasversale che longitudinale. Si considerano i carichi variabili caratteristici riportati in Tabella 8.1

Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Tabella 8.1 Valori caratteristici dei carichi mobili (schema 1) per ponti di 1° categoria

Per ciascuna corsia si ha:

Corsia n.1:

$$q_{1distr} = q_{1k} \times w_1 = 9.00 \times 3.00 = 27 \text{ kN/m}$$

$$Q_{1tan} = 2 \times Q_{1k} = 2 \times 300 = 600 \text{ kN}$$

carico uniformemente distribuito
carico su 2 assi tandem

Corsia n.2:

$$q_{2distr} = q_{2k} \times w_1 = 2.50 \times 3.0 = 7.5 \text{ kN/m}$$

$$Q_{2tan} = 2 \times Q_{2k} = 2 \times 200 = 400 \text{ kN}$$

carico uniformemente distribuito
carico su 2 assi tandem

Corsia n.3:

$$q_{3distr} = q_{3k} \times w_1 = 2.50 \times 3.0 = 7.5 \text{ kN/m}$$

$$Q_{3tan} = 2 \times Q_{3k} = 2 \times 100 = 200 \text{ kN}$$

carico uniformemente distribuito
carico su 2 assi tandem

La disposizione e la numerazione delle corsie viene determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vengono scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come Corsia 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come Corsia 2, ecc.

Ai fini del calcolo delle strutture secondarie dell'impalcato si considera, se più gravoso, il carico associato allo Schema 2, disposto nel modo più sfavorevole e supposto viaggiante in direzione longitudinale.

PROGETTAZIONE ATI:

Schema di Carico 2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

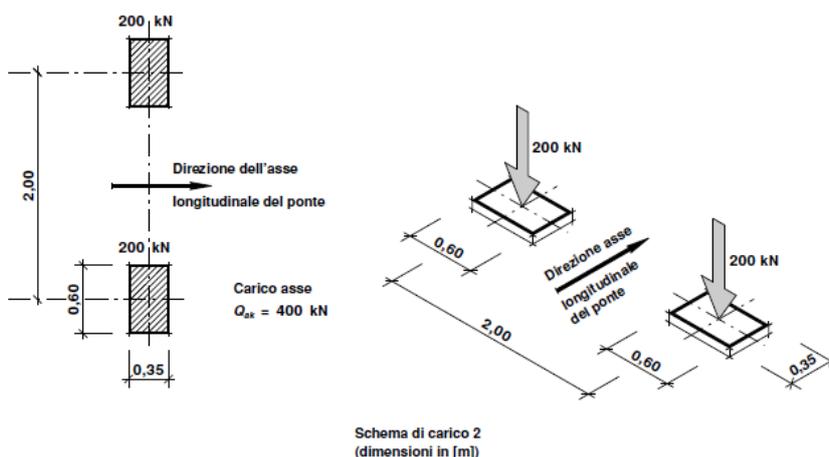


Figura 8.13: Schema di carico convenzionale 2

Dettagli riguardo alle posizioni più significative di tale carico vengono forniti nel paragrafo relativo alle verifiche locali della soletta.

Tale modello veicolare verrà impiegato anche in concomitanza all'urto.

Le verifiche a fatica vengono effettuate con riferimento al metodo dei coefficienti λ . Pertanto si considera il transito sulla corsia lenta del veicolo formato da 4 assi da 120.0 kN ciascuno, ed avente la configurazione planimetrica indicata in figura.

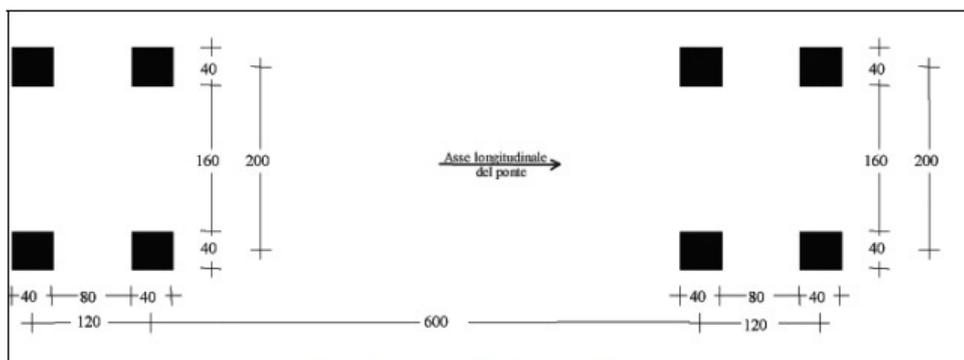


Figura 8.14: Carico convenzionale per verifiche a fatica

La struttura in esame è a carreggiata unica pertanto si considera la presenza di una corsia lenta, posizionata nelle corsie convenzionali.

Schema di carico 5: Si considera per la folla compatta un carico uniformemente distribuito comprensivo degli effetti dinamici pari a 5.0 kN/mq (il valore di combinazione è invece di 2.5 kN/mq) applicato sul cordolo pedonabile.

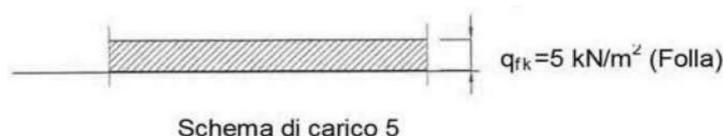


Figura 8.7 Schema di carico 5

Per tale opera non sono previsti marciapiedi pedonabili.

8.6. AZIONI LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE (Q3)

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

$$180 \text{ kN} \leq Q_{3k} = 0.6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0.1 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

Essendo in questo caso:

w [m]	L [m]	q _{ik} [kN/m ²]	Q _{ik} /asse [kN]	q ₃ [kN]	q ₃ [kN/m]
3.00	40	9.00	300	468	11.70

8.7. AZIONE DEL VENTO (Q5)

Le azioni del vento vengono valutati con riferimento ai criteri contenuti in EN 1991-1-4, corredata dal relativo annesso nazionale.

Ai fini della valutazione delle pressioni, si è considerata la singola via di corsa.

Qui di seguito di riporta la tabella contenente i parametri di sito ed il calcolo della pressione del vento.

L'azione del vento è valutata, in termini di pressione, attraverso la seguente espressione (fornita dal D. Min. 17/01/2018): $p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$.

In funzione della regione su cui sorge l'opera (Sardegna) si assume che la zona geografica di riferimento sia la "5" ed in relazione alla posizione geografica e topografica dell'opera, si adotta la classe di rugosità D ("Aree costiere"). Di seguito vengono riportate le tabelle inerenti al calcolo dell'azione del vento:

Velocità base di riferimento

Velocità base di riferimento al livello del mare	v _{b,0} [m/s]	28
Parametri:	a ₀ [m]	750.0
	k _s	0.4
Coefficiente di altitudine	c _a	1.0
Velocità di riferimento	v_b [m/s]	28.00

Velocità di riferimento

Coefficiente di ritorno	c _r	1.00
Velocità di riferimento	v_r [m/s]	28.02

Pressione del vento

PROGETTAZIONE ATI:

Pressione cinetica di riferimento	q_r [N/m²]	490.72
Parametri:	K_r	0.17
	Z_0 [m]	0.01
	Z_{min} [m]	2
Coefficiente di esposizione	$c_e(z)$	2.86
Coefficiente dinamico	C_d	1

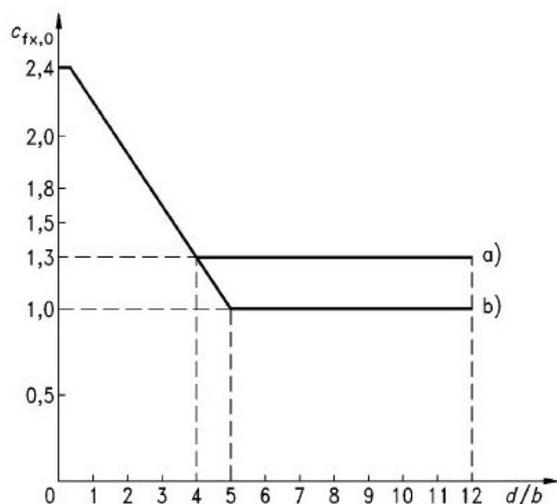
Il valore di riferimento $q_r=0.49kPa$ è calcolato considerando un'altezza media rispetto al suolo di 10m.

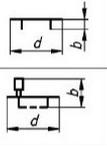
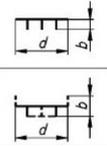
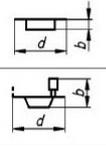
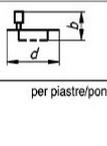
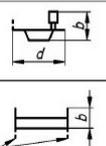
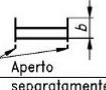
I coefficienti di pressione per l'impalcato e le pile sono determinati con riferimento alle indicazioni dell'Eurocodice 1 Parte 4.

Con riferimento all'impalcato, i rapporti b/d nelle condizioni di ponte carico e ponte scarico sono rispettivamente pari a:

- Ponte carico: $10.50/5.45 = 1.93$
- Ponte scarico: $10.50/2.95 = 3.56$

Da cui si ricavano, leggendo il grafico seguente (EC1-P4) i coefficienti di forza, che valgono rispettivamente: $c_{f,pc} = 1.90$ e $c_{f,ps} = 1.45$.



tipo di ponte	piastra accoppiata o trave	piastra multipla o trave	sezioni scatolari	curva
senza barriere o traffico				a)
con barriere o traffico				b)
per piastre/ponti a trave aperta				b)

Coefficiente di pressione

Altezza totale dell'impalcato direzione vento:	1° caso - ponte carico	H_1 [m]	5.45
	2° caso - ponte scarico	H_2 [m]	2.95
Rapporto larghezza/altezza:	1° caso - ponte carico	b/H_1	1.93
	2° caso - ponte scarico	b/H_2	3.56
Coefficiente di forza in direzione x:	1° caso - ponte carico	$C_{fx,1}$	1.90
	2° caso - ponte scarico	$C_{fx,2}$	1.45
Pressione del vento in direzione x:	1° caso - ponte carico	p [N/m ²]	2667.60
	2° caso - ponte scarico	p [N/m ²]	2035.80

L'azione del vento è applicata come carico uniforme in direzione Y sulle travi di bordo impalcato.
Si ha:

Forza orizzontale:	1° caso - ponte carico	[kN]	14.54
	2° caso - ponte scarico	[kN]	6.01
Braccio dal punto di applicazione sul modello:	1° caso - ponte carico	d [m]	0.43
	2° caso - ponte scarico	d [m]	-0.83
Momento:	1° caso - ponte carico	[kNm]	6.18
	2° caso - ponte scarico	[kNm]	-4.95
Coppia di forze → su singola trave:	1° caso - ponte carico	[kN]	1.03
	2° caso - ponte scarico	[kN]	-0.83

Con particolare riferimento alla condizione "ponte carico", si osserva una eccentricità di 0.43m tra il baricentro della sezione dell'impalcato ed il baricentro geometrico della superficie esposta al vento. Pertanto, il modello di calcolo viene caricato con l'azione distribuita dovuta al vento abbinata ad una coppia torcente distribuita la cui intensità è pari a quella del carico distribuito moltiplicato per il braccio di 0.43m.

Per la condizione "ponte scarico", si osserva una eccentricità di 0.83m tra il baricentro della sezione dell'impalcato ed il baricentro geometrico della superficie esposta al vento. Pertanto, il modello di calcolo viene caricato con l'azione distribuita dovuta al vento abbinata ad una coppia torcente distribuita la cui intensità è pari a quella del carico distribuito moltiplicato per il braccio di 0.83m.

8.8. VARIAZIONI TERMICHE (Q7)

I criteri per la determinazione degli effetti della temperatura sono contenuti in NTC-18, cap. 3.5 (rif. Eurocodici EN 1991-1-5). Dal momento che NTC-18 non riporta prescrizioni specifiche per il calcolo degli effetti della temperatura (in particolare i gradienti termici) per i ponti si farà riferimento ai criteri contenuti negli Eurocodici.

La condizione vincolare è tale da permettere una libera deformazione dell'impalcato sotto effetti termici. Non vi saranno sollecitazioni derivate, ma l'azione termica viene calcolata e applicata al modello di calcolo influenzando al dimensionamento di appoggi e giunti in termini di spostamenti.

L'effetto delle variazioni termiche viene valutato con riferimento ai criteri contenuti in EN 1991-1-5, corredato dall'annesso nazionale.

Si fa riferimento ad un manufatto da ponte di gruppo 2, sito in Sardegna.

La temperatura media ambientale viene posta pari a T_0 a 0 °C poiché l'opera si trova quasi a livello del mare.

Gli effetti delle variazioni termiche vengono modellati attraverso l'applicazione di una variazione termica uniforme ed una variazione termica lineare (gradiente).

8.8.1. VARIAZIONE TERMICA UNIFORME (STAGIONALE)

La variazione termica uniforme viene calcolata in base a quanto indicato al §3.5.2 NTC2018 e relativa circolare (circ.21/01/2019) al §C5.1.4.5 che fanno riferimento all'eurocodice EC1-1-5 al §6.1.3. Si considera una quota di 10m.l.m.

PROGETTAZIONE ATI:

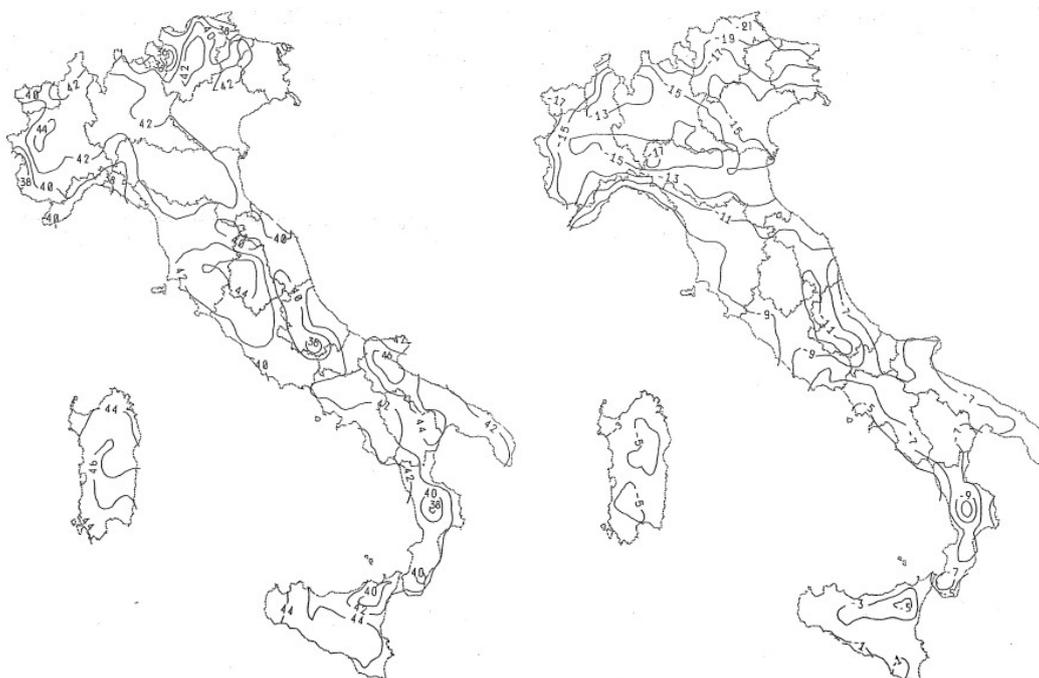


Figura 8.15 Mappe delle temperature estreme dell'aria

Le temperature massime e minime dell'aria per il sito in esame risultano:

H	T _{est, max}	T _{est, min}
10m	46	-5

A tali valori delle temperature massima e minima corrispondono per impalcati di tipo 2 (struttura mista) le seguenti temperature minima e massima:

T _{e, max}	T _{e, min}
50	-1

Gruppi di impalcati di ponte

P(1) Un impalcato di un ponte deve essere considerato appartenente ad uno dei seguenti gruppi di sovrastrutture:

- Gruppo 1 Impalcati di ponti di acciaio su profili di acciaio scatolari, travature reticolari o travi pareti;
- Gruppo 2 Impalcati di ponti di calcestruzzo su profili di acciaio scatolari, travature reticolari o travi parete;
- Gruppo 3 Solette o impalcati di calcestruzzo su travi o travi parete di calcestruzzo.

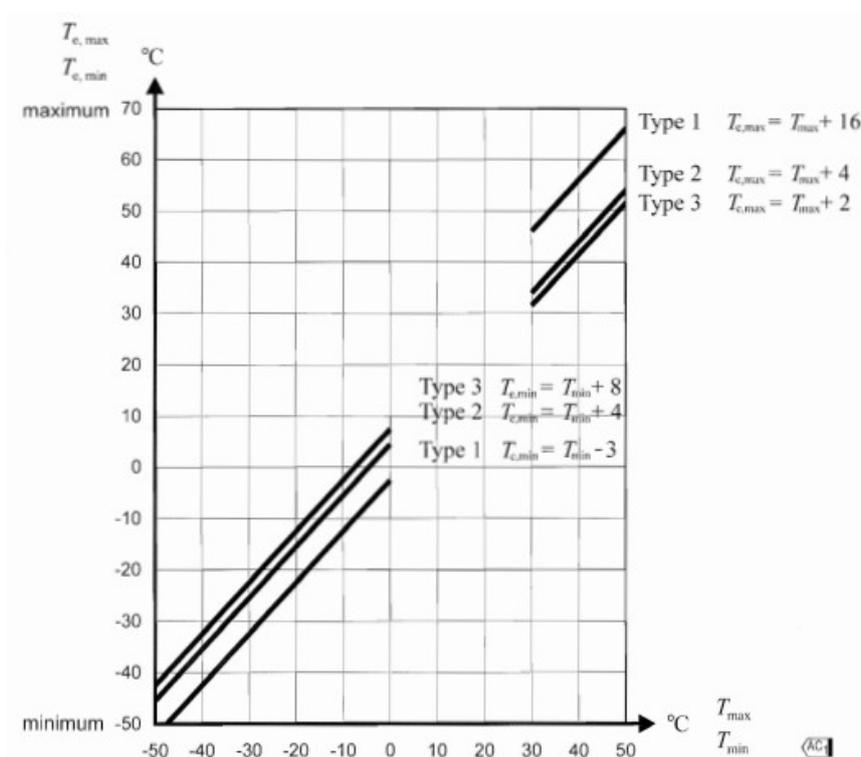


Figura 8.16 Correlazione tra la temperatura dell'aria e la componente uniforme della temperatura del ponte

Tenendo conto di una $T_0=0^\circ$ secondo il paragrafo 3.5.3 delle NTC si ottengono i valori caratteristici della variazione termica uniforme:

$\Delta T_{N,con}$	$\Delta T_{N,exp}$
1	50

I valori di calcolo si ottengono poi:

$\Delta T_0 = 5^\circ\text{C}$ per strutture di c.a., c.a.p. e acciaio/cls	Installazione con la misurazione accurata della temperatura della struttura e con prerogolazione per effetti termici a fine costruzione.
$\Delta T_0 = 5^\circ\text{C}$ per strutture di acciaio	
$\Delta T_0 = 10^\circ\text{C}$ per strutture di c.a., c.a.p. e acciaio/cls	Installazione con la stima della temperatura della struttura e con prerogolazione per effetti termici a fine costruzione. Per stima della temperatura della struttura si intende la valutazione secondo quanto indicato nel Capitolo 6 delle UNI EN 1991-1-5 con una accurata misura della temperatura dell'aria esterna.
$\Delta T_0 = 15^\circ\text{C}$ per strutture di acciaio	
$\Delta T_0 = 20^\circ\text{C}$ per strutture di c.a., c.a.p. e acciaio/cls	Installazione senza alcuna prerogolazione per effetti termici.
$\Delta T_0 = 30^\circ\text{C}$ per strutture di acciaio	

ΔT_0	$\Delta T_{N,con,d}$	$\Delta T_{N,exp,d}$
20	21	70

PROGETTAZIONE ATI:

8.8.2. VARIAZIONE TERMICA DIFFERENZIALE (GIORNALIERA)

In aggiunta alla variazione termica uniforme, andrà considerato un gradiente di temperatura di 5 °C fra estradosso ed intradosso di impalcato con verso da determinare caso per caso.

Nei ponti a struttura mista acciaio-calcestruzzo, andrà considerata anche una differenza di temperatura di 5 °C tra la soletta in calcestruzzo e la trave in acciaio.

Lo sforzo assiale dovuto alla variazione di temperatura su ciascuna trave è pari a:

$$N = \varepsilon_{cs} \times E \times A_{cls} / 2 = 400 \text{ kN}$$

L'eccentricità tra il baricentro della soletta e quello della sezione composta. Varia quindi per i vari conci; viene stimata in questa fase con un valore pari a:

$$e = 0.6 \text{ m}$$

Dunque sulla i-esima sezione agisce un momento pari a:

$$M = N \times e = 400 \times 0.6 = 240 \text{ kNm}$$

8.9. AZIONE SUI PARAPETTI E URTO DEL VEICOLO IN SVIO (Q8)

Si tiene conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione di 100kN. Essa viene considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente 100 mm sotto la sommità dell'elemento o 1,0 m sopra il livello del piano di marcia, a seconda di quale valore sia più piccolo. Questa forza viene applicata su una linea lunga 0,5 m.

Per la verifica si considera una combinazione di carico eccezionale nella quale al carico orizzontale applicato al sicurvia si associa un carico verticale isolato pari ad una ruota del secondo schema di carico 2 (200 kN su un'impronta 0.35 x 0.60 m).

8.10. AZIONE SISMICA (E)

L'azione sismica di progetto/verifica è calcolata secondo le indicazioni delle NTC'18.

8.10.1. DEFINIZIONE DEI PARAMETRI SISMICI

L'azione sismica si definisce a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito; Le forme spettrali sono definite in funzione di tre parametri:

- Accelerazione orizzontale massima attesa a_g .
- F_0 , valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale;
- T_c^* , periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Un altro parametro essenziale per la definizione delle azioni sismiche di progetto è la vita di riferimento che è definita come: $V_R = C_u \cdot V_N$
ove:

- C_u è il coefficiente d'uso che, nel caso trattato, può essere posto pari a 2.0; in quanto appartenendo il viadotto ad un itinerario di collegamento tra capoluoghi di Provincia di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione ricade nella Classe d'uso IV.
- V_N è la vita nominale delle strutture che viene considerata pari a 50 anni;

Di conseguenza si ha: $V_R = 100$ anni

Le accelerazioni spettrali di progetto dipendono dalla probabilità, P_{Vr} , di superamento da parte della struttura di determinati Stati Limite durante la vita di riferimento.

In particolare, vengono considerati:

- Per lo stato limite ultimo, lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), per il quale a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni strutturali ai quali si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva, invece, una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali. Per lo SLV la probabilità di superamento delle accelerazioni di progetto nel periodo di riferimento è $P_{Vr} = 10\%$ (Tabella 8.2; tratta da NTC'18).
- Per lo stato limite di esercizio, lo stato limite di danno (SLD), per il quale, a seguito del terremoto, la costruzione, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile. Per lo SLD la probabilità di superamento delle accelerazioni di progetto nel periodo di riferimento è $P_{Vr} = 63\%$ (Tabella 8.2; tratta da NTC'18).

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

Tabella 8.2 Probabilità di superamento del sisma di progetto

Considerando per la struttura in esame una vita di riferimento pari a 100 anni (NTC 2018, tabella 2.4.1) è possibile calcolare il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , come:

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

Si ottiene:

- SLC: $P_{Vr} = 0.05$ $T_{R(SLC)} = 1950$ anni
- SLV: $P_{Vr} = 0.1$ $T_{R(SLV)} = 949$ anni
- SLD: $P_{Vr} = 0.63$ $T_{R(SLD)} = 101$ anni

Dalla consultazione della microzonazione sismica nazionale per il sito in esame, si ottengono i seguenti parametri:

Parametri di pericolosità sismica					
Stato limite	T_r [anni]	A_g/g [g]	T_c [s]	F_o [-]	F_v [-]
SLO	60	0.025	0.299	2.685	0.573

PROGETTAZIONE ATI:

CAVALCAVIA ASSE PRINCIPALE SVINCOLO CAPOTERRA-CASIC – RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE

SLD	101	0.031	0.307	2.730	0.649
SLV	949	0.060	0.371	2.976	0.984
SLC	1950	0.071	0.393	3.061	1.101

Tabella 8.3 Parametri per la definizione dell'azione sismica

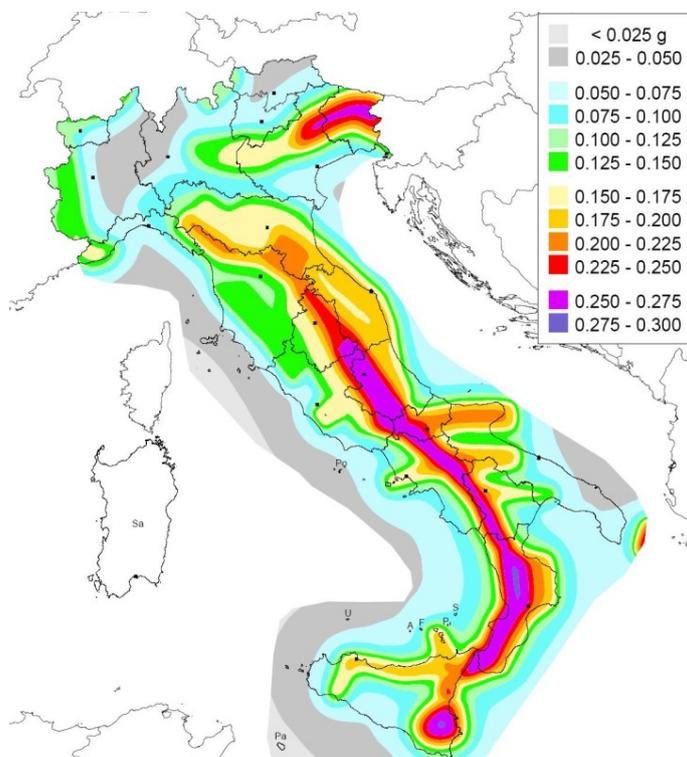


Figura 8.17 – Mappa di pericolosità sismica territorio italiano

8.10.2. SPETTRI DI RISPOSTA

Gli spettri elastici vengono definiti dalla norma per sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, per cui è necessario caratterizzare “geologicamente e topograficamente” il sito in cui l’edificio sorge. In assenza di studi più approfonditi la normativa consiglia di utilizzare coefficienti correttivi S e C_c , funzione della categoria di sottosuolo e dell’ubicazione dell’edificio.

In base alla classificazione proposta dalla norma Figura 8.17 si attribuiscono al sito le categorie B (tipo di suolo) e T1.

Effettuata tale classificazione è possibile ottenere gli spettri di risposta elastici in base alle successive equazioni:

PROGETTAZIONE ATI:

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

Nelle quali:

- T ed S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale;
- S è il coefficiente introdotto in precedenza che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, mediante la seguente relazione:

$$S = S_S \cdot S_T$$

essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica (Tabella 8.6) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (Tabella 8.7).

- η , il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%;
- T_C , è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante dato da:

$$T_C = C_c \cdot T_c^*$$

Dove C_c è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi tabella 4).

- T_B , è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro di accelerazione costante,

$$T_B = T_c / 3$$

- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4 \cdot \frac{a_g}{g} + 1.6$$

Gli spettri di risposta in termini di accelerazioni elastiche determinati secondo le istruzioni delle NTC'18 sono riportati in Figura 8.18 per tutti gli stati limite previsti dalla normativa.

Trattandosi di una struttura scarsamente dissipativa è stato considerato un coefficiente di struttura $q=1$.

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Tabella 8.4 Categorie di sottosuolo

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 8.5 Categorie topografiche

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

Tabella 8.6 Espressioni di 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 8.7 Valori del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Si hanno infine:

Stato Limite	Suolo	S_S	S_T	S	C_C	T_B	T_C	T_D
SLO	B	1.20	1	1.20	1.40	0.1396	0.4187	1.7000
SLD	B	1.20	1	1.20	1.39	0.1426	0.4277	1.7240
SLV	B	1.20	1	1.20	1.34	0.1659	0.4976	1.8400
SLC	B	1.20	1	1.20	1.33	0.1737	0.5211	1.8840

Tabella 8.8 Parametri per la definizione dello spettro elastico orizzontale

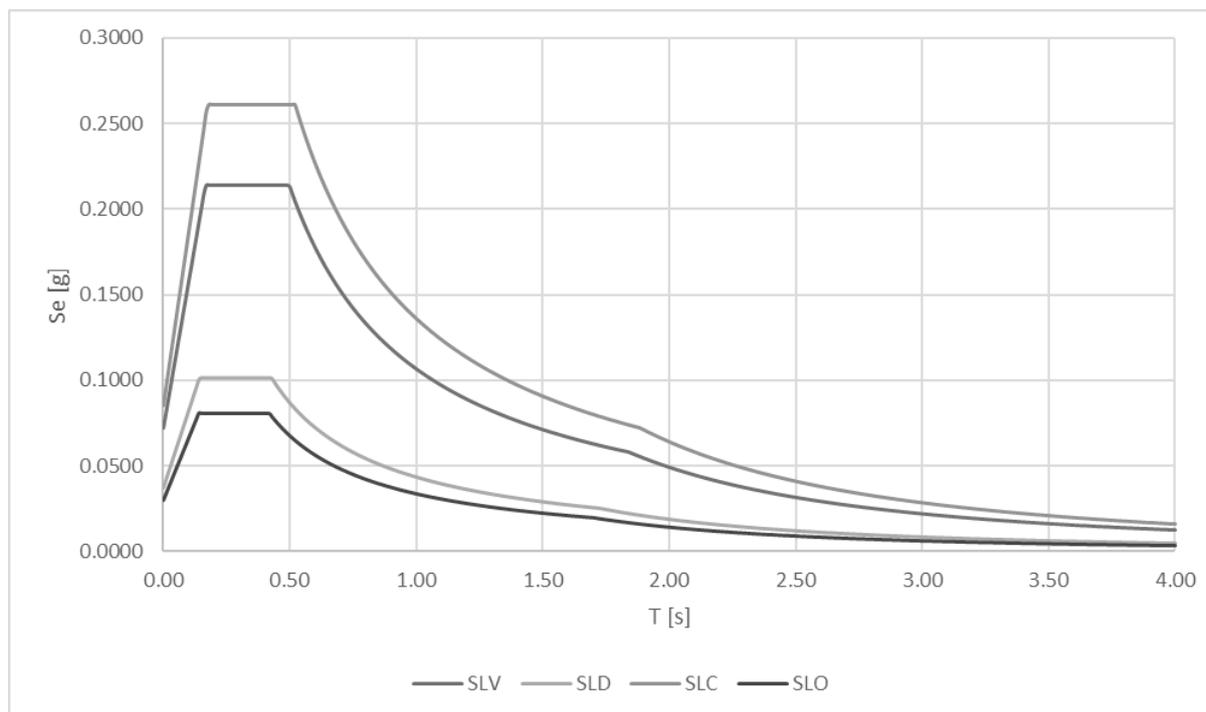


Figura 8.18 Spettri di risposta in termini di accelerazione elastica [m/s² – s]

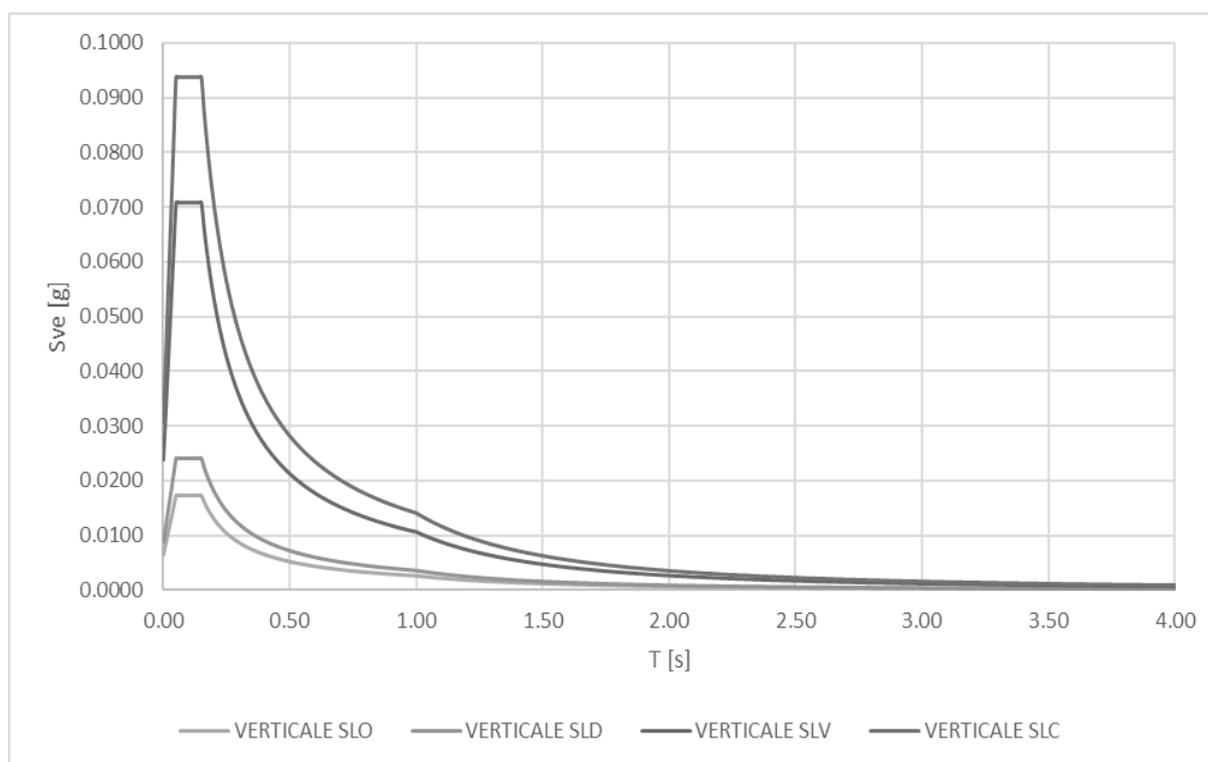


Figura 8.19 – Spettro elastico della componente verticale dell'accelerazione sismica [m/s² – s]

8.11. CARICHI SU SPALLE

8.11.1. PESO PROPRIO DELLE SPALLE

Il peso delle spalle è stato calcolato considerando una densità del calcestruzzo pari a 25 KN/m³

8.11.1. PESO E SPINTA DEL TERRENO DI RIEMPIMENTO

Le spalle sono caricate con le azioni provenienti dall'impalcato e dal terreno. In particolare le spinte statiche vengono calcolate come spinte a riposo mentre quelle sismiche tramite il metodo di Wood. Si riportano in tabella i dati necessari al calcolo delle spinte statiche

γ_t [kN/m ³]	19
ϕ [°]	35
c [-]	0
K_0 [-]	0.43

Si ha quindi una spinta triangolare il cui valore massimo è riportato nella seguente tabella

Spalla	z [m]	σ'_v [kPa]	σ'_{h, K_0} [kPa]
SP1	10.70	203.30	86.69
SP2	11.70	222.30	94.79

PROGETTAZIONE ATI:

8.11.1. CARICHI DA TRAFFICO A TERGO DELLE SPALLE

Viene preso in considerazione quanto riportato dalla circolare al par C5.1.3.3.5.1. In base a ciò ed alle geometrie del viadotto si tiene in considerazione un carico di 60KN/mq. Sulla base di tale carico viene calcolata la spinta sui muri della spalla tramite il coefficiente di spinta a riposo

$q_{t, medio}$ [kN/m ²]	60.00
f' [°]	35
K_0	0.43
$q_{t,K0}$ [kN/m ²]	25.59

8.11.1. SPINTA DI WOOD

Secondo l'ipotesi di Wood si calcola il $\Delta\sigma_{sismico}$ da assegnare alla struttura sottoforma di spinta statica.

SLO		SLD		SLV		SLC	
a_g [g]	0.025	a_g [g]	0.031	a_g [g]	0.06	a_g [g]	0.071
S [-]	1.20						
k_h [-]	0.03	k_h [-]	0.04	k_h [-]	0.07	k_h [-]	0.09
γ_t [kN/m ³]	19						
H [m]	11.70						
$\Delta\sigma_{sisma X}$ [kN/m ²]	6.67	$\Delta\sigma_{sisma X}$ [kN/m ²]	8.27	$\Delta\sigma_{sisma X}$ [kN/m ²]	16.01	$\Delta\sigma_{sisma X}$ [kN/m ²]	18.94
$\Delta\sigma_{sisma Y}$ [kN/m ²]	6.67	$\Delta\sigma_{sisma Y}$ [kN/m ²]	8.27	$\Delta\sigma_{sisma Y}$ [kN/m ²]	16.01	$\Delta\sigma_{sisma Y}$ [kN/m ²]	18.94

8.11.2. SPINTA PASSIVA

Il calcolo della spinta passiva esercitata dal terreno a valle della spalla è stato eseguito con la teoria di Rankine, facendo riferimento a un terreno con le seguenti caratteristiche:

Terreno	γ	ϕ'
	(kN/m ³)	(°)
Terreno di riempimento	19,0	35,0

Il coefficiente di spinta passiva k_p , risulta:

$$k_p = \frac{(1 + \sin \varphi)}{(1 - \sin \varphi)} = 3,690$$

Considerando un'altezza del terreno dall'estradosso della platea di fondazione pari a $H_1 = 1$ m, la spinta passiva agente sul paramento della spalla risulta (andamento triangolare delle tensioni):

$$S_{p,1} = \frac{1}{2} \gamma H_1^2 k_p = 35 \text{ kN/m}$$

PROGETTAZIONE ATI:

Considerando un'altezza del terreno dall'estradosso della platea di fondazione pari a $H_2 = 2$ m, la spinta passiva agente sulla parete frontale della platea di fondazione di altezza $H_3 = 1,50$ m risulta (andamento trapezoidale delle tensioni):

$$S_{p,2} = \left(\gamma H_2 H_3 + \frac{1}{2} \gamma (H_2 + H_3) H_3 \right) k_p = 394 \text{ kN/m}$$

Allora la spinta passiva esercitata dal terreno a valle della spalla, può essere assunta pari a:

$$S_p = 50\% (S_{p,1} + S_{p,2}) = 215 \text{ kN/m}$$

Si considera inoltre la spinta passiva del terreno pari a 215 kN/m distribuiti su una larghezza pari a 13m della platea, per una spinta complessiva di 2795 kN.

PROGETTAZIONE ATI:

9. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si sono considerate le seguenti combinazioni delle azioni (si veda D.M. 17.01.2018 §2.5.3):

Combinazione fondamentale per gli SLU

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara) per gli SLE irreversibili

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente per gli SLE reversibili

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente per gli SLE a lungo termine

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione sismica

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

G_1 = peso proprio di tutti gli elementi strutturali

G_2 = peso proprio di tutti gli elementi non strutturali

P = eventuale pretensione o precompressione

Q_{kj} = azioni variabili

γ_j = coefficienti parziali di sicurezza

ψ_{ij} = coefficiente di combinazione delle azioni variabili

I coefficienti parziali di sicurezza γ_j da utilizzare sono riportati nella tabella seguente (Estratto tabella 5.1.V) nella colonna "A1 STR".

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

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

PROGETTAZIONE ATI:

I coefficienti di combinazione Ψ_0 sono riportati nella tabella seguente (Estratto tabella 5.1.VI).

Tab. 5.1.VI • Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequent)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
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

Nel combinare le varie condizioni di carico si sono massimizzati i valori delle caratteristiche della sollecitazione (sforzo normale, momento flettente, taglio).

Per quanto riguarda i carichi mobili, la simultaneità dei sistemi di carico definiti nel DM 2018 (modelli di carico 1, 2, 3, 4, 6 - forze orizzontali - carichi agenti su ponti pedonali), deve essere tenuta in conto considerando i "gruppi di carico" definiti nella tabella seguente.

Ognuno dei "gruppi di carico", indipendente dagli altri, deve essere considerato come azione caratteristica per la combinazione con gli altri carichi agenti sul ponte.

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti di 3ª categoria
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Per l'impalcato in esame, si evidenzia preliminarmente che, tra le azioni variabili da traffico nelle verifiche globali, si considereranno solamente i carichi di gruppo 1 e di gruppo 2a.

S.L.U. - fondamentale

Con riferimento ai carichi significativi, la combinazione assume la seguente forma:

$E_d = \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Sp} G_{Sp} + \gamma_{G2} G_{k2} + \gamma_{sett} G_{ksett} + \gamma_{sh} G_{sh} + \gamma_{q,1} (Q_{k,TS} + Q_{k,UDL}) + \gamma_{q,2} \psi_{0,2} Q_{k,T} + \gamma_{q,3} \psi_{0,3} Q_{k,v}$
 Per quanto riguarda i coefficienti moltiplicativi, si fa riferimento a quanto contenuto in NTC-18, cap. 5.1.3.12, tab. 5.1.V, ripreso da EN 1990, annex A.2, e relativo N.A.D.. Per i coefficienti si considera quanto segue:

γ_{G1}	1.35 - 1	coefficiente moltiplicativo dei sovraccarichi permanenti strutturali
γ_{Sp}	1.0 - 1.0	coefficiente moltiplicativo degli spostamenti o deformazioni impresse
γ_{G2}	1.5 - 1	dal momento che non sono di carattere compiutamente definiti
γ_{sett}	1.2 - 0	coefficiente moltiplicativo per i cedimenti vincolari
γ_{sh}	1.2 - 1.2	coefficiente moltiplicativo per le azioni dovute al ritiro,
γ_{Q1}	1.35 - 0	coefficiente moltiplicativo per i carichi da traffico.
γ_{Q2}	1.2	coefficiente moltiplicativo per i carichi di origine termica.
γ_{Q3}	1.5	coefficiente moltiplicativo per i carichi dovuti al vento.

I coefficienti di combinazione dell'azione di temperatura e del vento, risultano (cfr. NTC-18, tab. 5.1.VI):

$$\psi_{0,2} = 0.6 \quad \psi_{0,3} = 0.6$$

Quanto evidenziato è relativo alla verifica allo S.L.U. della trave d'impalcato, per la quale risulta significativa la sola combinazione con carichi mobili dominanti.

S.L.E. – fondamentale (rara)

Con riferimento ai carichi significativi, si ha la seguente combinazione dei valori caratteristici dei carichi (indice "k").

PROGETTAZIONE ATI:

$$E_d = G_{k1} + G_{Sp} + G_{k2} + G_{ksett.} + G_{sh} + (Q_{k,TS} + Q_{k,UDL}) + \psi_{0,2} Q_{k,T} + \psi_{0,3} Q_{k,v}$$

Il coefficiente di combinazione dell'azione di temperatura e del vento, risultano (cfr. NTC-18, tab. 5.1.VI):

$$\psi_{0,2} = 0.6 \quad \psi_{0,3} = 0.6$$

La combinazione S.L.E. fondamentale verrà impiegata ai fini delle seguenti verifiche:

- verifica allo S.L.E., limitazione delle tensioni

S.L.E. - frequente

$$E_d = G_{k1} + G_{Sp} + G_{k2} + G_{ksett.} + G_{sh} + (\psi_{1,1TS} Q_{k,TS} + \psi_{1,1UDL} Q_{k,UDL}) + \psi_{2,2} Q_{k,T} + \psi_{2,3} Q_{k,v}$$

I coefficienti di combinazione (NTC-18, tab. 5.1.VI, EN 1991-2) risultano:

$$\psi_{1,1} = 0.75 \text{ per i carichi da traffico concentrati}$$

$$\psi_{1,1} = 0.4 \text{ per i carichi da traffico distribuiti}$$

$$\psi_{2,2} = 0.5 \text{ per la temperatura}$$

$$\psi_{2,3} = 0.0 \text{ per il vento}$$

La combinazione S.L.E. frequente viene impiegata per:

- verifiche a fessurazione
- verifiche di deformabilità
- verifica "web breathing" per la struttura composta

Si evidenzia che tale relazione costituisce anche la combinazione "base" da prendere in esame per la valutazione della parte non ciclica delle verifiche a fatica (cfr. pp seguenti).

S.L.E. - quasi permanente

$$E_d = G_{k1} + G_{Sp} + G_{k2} + G_{ksett.} + G_{sh} + \psi_{2,2} Q_{k,T} + \psi_{2,3} Q_{k,v}$$

Risultano assenti i carichi mobili da traffico, i cui coefficienti quasi permanenti di combinazione sono nulli, mentre la temperatura viene associata al coefficiente di combinazione $\psi_{2,2} = 0.5$. e $\psi_{2,3} = 0.0$ per il vento.

S.L.U. – S.L.E. - sismica

$$E_d = E + G_{k1} + G_{k2} + G_{ksett.} + G_{sh} + (\psi_{2,1TS} Q_{k,TS} + \psi_{2,1UDL} Q_{k,UDL}) + \psi_{2,2} Q_{k,T} + \psi_{2,3} Q_{k,v}$$

I coefficienti di combinazione (NTC-18, tab. 5.1.VI, EN 1991-2) risultano:

$$\psi_{2,1} = 0 \text{ per i carichi da traffico concentrati}$$

$$\psi_{2,1} = 0 \text{ per i carichi da traffico distribuiti}$$

$$\psi_{2,2} = 0.5 \text{ per la temperatura}$$

$$\psi_{2,3} = 0.0 \text{ per il vento}$$

S.L.U. - eccezionale

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{ksett.} + G_{sh} + (\psi_{2,1TS} Q_{k,TS} + \psi_{2,1UDL} Q_{k,UDL}) + \psi_{2,2} Q_{k,T} + \psi_{2,3} Q_{k,v}$$

I coefficienti di combinazione (NTC-18, tab. 5.1.VI, EN 1991-2) risultano:

$$\psi_{2,1} = 0 \text{ per i contributi TS}$$

$$\psi_{2,1} = 0 \text{ per i contributi UDL}$$

$$\psi_{2,2} = 0.5 \text{ per la temperatura}$$

$$\psi_{2,3} = 0.0 \text{ per il vento}$$

S.L.U. - fatica

L'approccio scelto per le verifiche a fatica è quello definito "a danneggiamento".

Per la modellazione della parte ciclica dei carichi si adotta il modello di carico per fatica n.3, unitamente al metodo dei coefficienti λ , i cui criteri generali sono contenuti nelle istruzioni NTC-18 C.4.2.4.1.4.6.3 (rif. Eurocodice EN1993-1-8 cap. 6.3).

L'elaborazione della combinazione di verifica a fatica viene effettuata con riferimento a quanto previsto in EN 1992-1-1 cap. 6.8.3(P)1), sovrapponendo le sollecitazioni indotte dalla parte ciclica

PROGETTAZIONE ATI:

dei carichi a quello indotto dalla parte non ciclica. Relativamente alla parte non ciclica, si fa riferimento alla combinazione S.L.E. frequente, in cui i carichi variabili sono costituiti dai contributi "non leading" significativi (in questo caso la sola temperatura), mentre la parte ciclica è costituita dalle sollecitazioni indotte dal transito del veicolo, sulla corsia lenta reale predisposta sul piano viabile.

Pertanto, l'ampiezza del Δ di tensione viene valutata sulla base di:

$$\Sigma G_{k,j} + \psi_{2,2} Q_{k,T} + Q_{fat(FLM3)}$$

Si evidenzia che, come necessario, si tiene conto, nell'ambito del calcolo del massimo/minimo effetto, dell'eventuale cambio di "stato" (cracked/uncracked) della soletta.

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Text	Unitless
SLU_G1	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.35
SLU_G1		Linear Static	g1	1.35
SLU_G1		Linear Static	Terre	1.35
SLU_G1		Linear Static	g3_K0	1.35
SLU_G1		Linear Static	g2_K0	1.35
SLU_G1		Linear Static	q1_K0	1.35
SLU_G2	Linear Add	Linear Static	g2	1.5
SLU_G2		Linear Static	creep	1.2
SLU1_T1_Tu+	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.35
SLU1_T1_Tu+		Linear Static	g1	1.35
SLU1_T1_Tu+		Linear Static	Terre	1.35
SLU1_T1_Tu+		Linear Static	g3_K0	1.35
SLU1_T1_Tu+		Linear Static	g2_K0	1.35
SLU1_T1_Tu+		Linear Static	q1_K0	1.35
SLU1_T1_Tu+		Linear Static	g2	1.5
SLU1_T1_Tu+		Moving Load	q1_Dist	1.35
SLU1_T1_Tu+		Moving Load	q1_Tan	1.35
SLU1_T1_Tu+		Linear Static	q1_dist_SP	1.35
SLU1_T1_Tu+		Linear Static	q1_tand_SP	1.35
SLU1_T1_Tu+		Linear Static	q5_ventoC	0.9
SLU1_T1_Tu+		Linear Static	Tu+	0.72
SLU1_T1_Tu+		Linear Static	Tg	0.72
SLU1_T1_Tu+		Linear Static	creep	1.2
SLU1_T1_Tu-	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.35
SLU1_T1_Tu-		Linear Static	g1	1.35
SLU1_T1_Tu-		Linear Static	Terre	1.35
SLU1_T1_Tu-		Linear Static	g3_K0	1.35
SLU1_T1_Tu-		Linear Static	g2_K0	1.35
SLU1_T1_Tu-		Linear Static	q1_K0	1.35
SLU1_T1_Tu-		Linear Static	g2	1.5
SLU1_T1_Tu-		Moving Load	q1_Dist	1.35
SLU1_T1_Tu-		Moving Load	q1_Tan	1.35

PROGETTAZIONE ATI:

CAVALCAVIA ASSE PRINCIPALE SVINCOLO CAPOTERRA-CASIC – RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE

SLU1_T1_Tu-		Linear Static	q1_dist_SP	1.35
SLU1_T1_Tu-		Linear Static	q1_tand_SP	1.35
SLU1_T1_Tu-		Linear Static	q5_ventoC	0.9
SLU1_T1_Tu-		Linear Static	Tu-	0.72
SLU1_T1_Tu-		Linear Static	Tg	0.72
SLU1_T1_Tu-		Linear Static	creep	1.2
SLU2_T2a_Tu+	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.35
SLU2_T2a_Tu+		Linear Static	g1	1.35
SLU2_T2a_Tu+		Linear Static	Terre	1.35
SLU2_T2a_Tu+		Linear Static	g3_K0	1.35
SLU2_T2a_Tu+		Linear Static	g2_K0	1.35
SLU2_T2a_Tu+		Linear Static	q1_K0	1.35
SLU2_T2a_Tu+		Linear Static	g2	1.5
SLU2_T2a_Tu+		Moving Load	q1_Dist	0.4
SLU2_T2a_Tu+		Moving Load	q1_Tan	0.75
SLU2_T2a_Tu+		Linear Static	q1_dist_SP	0.4
SLU2_T2a_Tu+		Linear Static	q1_tand_SP	0.75
SLU2_T2a_Tu+		Linear Static	q3_frn/acc	1.35
SLU2_T2a_Tu+		Linear Static	q5_ventoC	0.9
SLU2_T2a_Tu+		Linear Static	Tu+	0.72
SLU2_T2a_Tu+		Linear Static	Tg	0.72
SLU2_T2a_Tu+		Linear Static	creep	1.2
SLU2_T2a_Tu-	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.35
SLU2_T2a_Tu-		Linear Static	g1	1.35
SLU2_T2a_Tu-		Linear Static	Terre	1.35
SLU2_T2a_Tu-		Linear Static	g3_K0	1.35
SLU2_T2a_Tu-		Linear Static	g2_K0	1.35
SLU2_T2a_Tu-		Linear Static	q1_K0	1.35
SLU2_T2a_Tu-		Linear Static	g2	1.5
SLU2_T2a_Tu-		Moving Load	q1_Dist	0.4
SLU2_T2a_Tu-		Moving Load	q1_Tan	0.75
SLU2_T2a_Tu-		Linear Static	q1_dist_SP	0.4
SLU2_T2a_Tu-		Linear Static	q1_tand_SP	0.75
SLU2_T2a_Tu-		Linear Static	q3_frn/acc	1.35
SLU2_T2a_Tu-		Linear Static	q5_ventoC	0.9
SLU2_T2a_Tu-		Linear Static	Tu-	0.72
SLU2_T2a_Tu-		Linear Static	Tg	0.72
SLU2_T2a_Tu-		Linear Static	creep	1.2
SLU3_N_Tu+	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.35
SLU3_N_Tu+		Linear Static	g1	1.35
SLU3_N_Tu+		Linear Static	Terre	1.35
SLU3_N_Tu+		Linear Static	g3_K0	1.35
SLU3_N_Tu+		Linear Static	g2_K0	1.35

PROGETTAZIONE ATI:

CAVALCAVIA ASSE PRINCIPALE SVINCOLO CAPOTERRA-CASIC – RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE

SLU3_N_Tu+		Linear Static	q1_K0	1.35
SLU3_N_Tu+		Linear Static	g2	1.5
SLU3_N_Tu+		Linear Static	q5_neve	1.5
SLU3_N_Tu+		Linear Static	q5_ventoS	0.9
SLU3_N_Tu+		Linear Static	Tu+	0.72
SLU3_N_Tu+		Linear Static	Tg	0.72
SLU3_N_Tu+		Linear Static	creep	1.2
SLU3_N_Tu-	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.35
SLU3_N_Tu-		Linear Static	g1	1.35
SLU3_N_Tu-		Linear Static	Terre	1.35
SLU3_N_Tu-		Linear Static	g3_K0	1.35
SLU3_N_Tu-		Linear Static	g2_K0	1.35
SLU3_N_Tu-		Linear Static	q1_K0	1.35
SLU3_N_Tu-		Linear Static	g2	1.5
SLU3_N_Tu-		Linear Static	q5_neve	1.5
SLU3_N_Tu-		Linear Static	q5_ventoS	0.9
SLU3_N_Tu-		Linear Static	Tu-	0.72
SLU3_N_Tu-		Linear Static	Tg	0.72
SLU3_N_Tu-		Linear Static	creep	1.2
SLU4_V_Tu+	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.35
SLU4_V_Tu+		Linear Static	g1	1.35
SLU4_V_Tu+		Linear Static	Terre	1.35
SLU4_V_Tu+		Linear Static	g3_K0	1.35
SLU4_V_Tu+		Linear Static	g2_K0	1.35
SLU4_V_Tu+		Linear Static	q1_K0	1.35
SLU4_V_Tu+		Linear Static	g2	1.5
SLU4_V_Tu+		Moving Load	q1_Dist	0.54
SLU4_V_Tu+		Moving Load	q1_Tan	1.0125
SLU4_V_Tu+		Linear Static	q1_dist_SP	0.54
SLU4_V_Tu+		Linear Static	q1_tand_SP	1.0125
SLU4_V_Tu+		Linear Static	q5_ventoC	1.5
SLU4_V_Tu+		Linear Static	Tu+	0.72
SLU4_V_Tu+		Linear Static	Tg	0.72
SLU4_V_Tu+		Linear Static	creep	1.2
SLU4_V_Tu-	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.35
SLU4_V_Tu-		Linear Static	g1	1.35
SLU4_V_Tu-		Linear Static	Terre	1.35
SLU4_V_Tu-		Linear Static	g3_K0	1.35
SLU4_V_Tu-		Linear Static	g2_K0	1.35
SLU4_V_Tu-		Linear Static	q1_K0	1.35
SLU4_V_Tu-		Linear Static	g2	1.5
SLU4_V_Tu-		Moving Load	q1_Dist	0.54
SLU4_V_Tu-		Moving Load	q1_Tan	1.0125

PROGETTAZIONE ATI:

CAVALCAVIA ASSE PRINCIPALE SVINCOLO CAPOTERRA-CASIC – RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE

SLU4_V_Tu-		Linear Static	q1_dist_SP	0.54
SLU4_V_Tu-		Linear Static	q1_tand_SP	1.0125
SLU4_V_Tu-		Linear Static	q5_ventoC	1.5
SLU4_V_Tu-		Linear Static	Tu-	0.72
SLU4_V_Tu-		Linear Static	Tg	0.72
SLU4_V_Tu-		Linear Static	creep	1.2
SLU	Envelope	Response Combo	SLU1_T1_Tu+	1
SLU		Response Combo	SLU1_T1_Tu-	1
SLU		Response Combo	SLU2_T2a_Tu+	1
SLU		Response Combo	SLU2_T2a_Tu-	1
SLU		Response Combo	SLU3_N_Tu+	1
SLU		Response Combo	SLU3_N_Tu-	1
SLU		Response Combo	SLU4_V_Tu+	1
SLU		Response Combo	SLU4_V_Tu-	1
SLER1_T1_Tu+	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
SLER1_T1_Tu+		Linear Static	g1	1
SLER1_T1_Tu+		Linear Static	Terre	1
SLER1_T1_Tu+		Linear Static	g3_K0	1
SLER1_T1_Tu+		Linear Static	g2_K0	1
SLER1_T1_Tu+		Linear Static	q1_K0	1
SLER1_T1_Tu+		Linear Static	g2	1
SLER1_T1_Tu+		Moving Load	q1_Dist	1
SLER1_T1_Tu+		Moving Load	q1_Tan	1
SLER1_T1_Tu+		Linear Static	q1_dist_SP	1
SLER1_T1_Tu+		Linear Static	q1_tand_SP	1
SLER1_T1_Tu+		Linear Static	q5_ventoC	0.6
SLER1_T1_Tu+		Linear Static	Tu+	0.6
SLER1_T1_Tu+		Linear Static	Tg	0.6
SLER1_T1_Tu+		Linear Static	creep	1.2
SLER1_T1_Tu-	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
SLER1_T1_Tu-		Linear Static	g1	1
SLER1_T1_Tu-		Linear Static	Terre	1
SLER1_T1_Tu-		Linear Static	g3_K0	1
SLER1_T1_Tu-		Linear Static	g2_K0	1
SLER1_T1_Tu-		Linear Static	q1_K0	1
SLER1_T1_Tu-		Linear Static	g2	1
SLER1_T1_Tu-		Moving Load	q1_Dist	1
SLER1_T1_Tu-		Moving Load	q1_Tan	1
SLER1_T1_Tu-		Linear Static	q1_dist_SP	1
SLER1_T1_Tu-		Linear Static	q1_tand_SP	1
SLER1_T1_Tu-		Linear Static	q5_ventoC	0.6
SLER1_T1_Tu-		Linear Static	Tu-	0.6
SLER1_T1_Tu-		Linear Static	Tg	0.6

PROGETTAZIONE ATI:

SLER1_T1_Tu-		Linear Static	creep	1.2
SLER2_T2a_Tu+	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
SLER2_T2a_Tu+		Linear Static	g1	1
SLER2_T2a_Tu+		Linear Static	Terre	1
SLER2_T2a_Tu+		Linear Static	g3_K0	1
SLER2_T2a_Tu+		Linear Static	g2_K0	1
SLER2_T2a_Tu+		Linear Static	q1_K0	1
SLER2_T2a_Tu+		Linear Static	g2	1
SLER2_T2a_Tu+		Moving Load	q1_Dist	0.4
SLER2_T2a_Tu+		Moving Load	q1_Tan	0.75
SLER2_T2a_Tu+		Linear Static	q1_dist_SP	0.4
SLER2_T2a_Tu+		Linear Static	q1_tand_SP	0.75
SLER2_T2a_Tu+		Linear Static	q3_frn/acc	1
SLER2_T2a_Tu+		Linear Static	q5_ventoC	0.6
SLER2_T2a_Tu+		Linear Static	Tu+	0.6
SLER2_T2a_Tu+		Linear Static	Tg	0.6
SLER2_T2a_Tu+		Linear Static	creep	1.2
SLER2_T2a_Tu-	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
SLER2_T2a_Tu-		Linear Static	g1	1
SLER2_T2a_Tu-		Linear Static	Terre	1
SLER2_T2a_Tu-		Linear Static	g3_K0	1
SLER2_T2a_Tu-		Linear Static	g2_K0	1
SLER2_T2a_Tu-		Linear Static	q1_K0	1
SLER2_T2a_Tu-		Linear Static	g2	1
SLER2_T2a_Tu-		Moving Load	q1_Dist	0.4
SLER2_T2a_Tu-		Moving Load	q1_Tan	0.75
SLER2_T2a_Tu-		Linear Static	q1_dist_SP	0.4
SLER2_T2a_Tu-		Linear Static	q1_tand_SP	0.75
SLER2_T2a_Tu-		Linear Static	q3_frn/acc	1
SLER2_T2a_Tu-		Linear Static	q5_ventoC	0.6
SLER2_T2a_Tu-		Linear Static	Tu-	0.6
SLER2_T2a_Tu-		Linear Static	Tg	0.6
SLER2_T2a_Tu-		Linear Static	creep	1.2
SLER3_N_Tu+	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
SLER3_N_Tu+		Linear Static	g1	1
SLER3_N_Tu+		Linear Static	Terre	1
SLER3_N_Tu+		Linear Static	g3_K0	1
SLER3_N_Tu+		Linear Static	g2_K0	1
SLER3_N_Tu+		Linear Static	q1_K0	1
SLER3_N_Tu+		Linear Static	g2	1
SLER3_N_Tu+		Linear Static	q5_neve	1
SLER3_N_Tu+		Linear Static	q5_ventoS	0.6
SLER3_N_Tu+		Linear Static	Tu+	0.6

PROGETTAZIONE ATI:

CAVALCAVIA ASSE PRINCIPALE SVINCOLO CAPOTERRA-CASIC – RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE

SLER3_N_Tu+		Linear Static	Tg	0.6
SLER3_N_Tu+		Linear Static	creep	1.2
SLER3_N_Tu-	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
SLER3_N_Tu-		Linear Static	g1	1
SLER3_N_Tu-		Linear Static	Terre	1
SLER3_N_Tu-		Linear Static	g3_K0	1
SLER3_N_Tu-		Linear Static	g2_K0	1
SLER3_N_Tu-		Linear Static	q1_K0	1
SLER3_N_Tu-		Linear Static	g2	1
SLER3_N_Tu-		Linear Static	q5_neve	1
SLER3_N_Tu-		Linear Static	q5_ventoS	0.6
SLER3_N_Tu-		Linear Static	Tu-	0.6
SLER3_N_Tu-		Linear Static	Tg	0.6
SLER3_N_Tu-		Linear Static	creep	1.2
SLER4_V_Tu+	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
SLER4_V_Tu+		Linear Static	g1	1
SLER4_V_Tu+		Linear Static	Terre	1
SLER4_V_Tu+		Linear Static	g3_K0	1
SLER4_V_Tu+		Linear Static	g2_K0	1
SLER4_V_Tu+		Linear Static	q1_K0	1
SLER4_V_Tu+		Linear Static	g2	1
SLER4_V_Tu+		Moving Load	q1_Dist	0.4
SLER4_V_Tu+		Moving Load	q1_Tan	0.75
SLER4_V_Tu+		Linear Static	q1_dist_SP	0.4
SLER4_V_Tu+		Linear Static	q1_tand_SP	0.75
SLER4_V_Tu+		Linear Static	q5_ventoC	1
SLER4_V_Tu+		Linear Static	Tu+	0.6
SLER4_V_Tu+		Linear Static	Tg	0.6
SLER4_V_Tu+		Linear Static	creep	1.2
SLER4_V_Tu-	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
SLER4_V_Tu-		Linear Static	g1	1
SLER4_V_Tu-		Linear Static	Terre	1
SLER4_V_Tu-		Linear Static	g3_K0	1
SLER4_V_Tu-		Linear Static	g2_K0	1
SLER4_V_Tu-		Linear Static	q1_K0	1
SLER4_V_Tu-		Linear Static	g2	1
SLER4_V_Tu-		Moving Load	q1_Dist	0.4
SLER4_V_Tu-		Moving Load	q1_Tan	0.75
SLER4_V_Tu-		Linear Static	q1_dist_SP	0.4
SLER4_V_Tu-		Linear Static	q1_tand_SP	0.75
SLER4_V_Tu-		Linear Static	q5_ventoC	1
SLER4_V_Tu-		Linear Static	Tu-	0.6
SLER4_V_Tu-		Linear Static	Tg	0.6

PROGETTAZIONE ATI:

CAVALCAVIA ASSE PRINCIPALE SVINCOLO CAPOTERRA-CASIC – RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE

SLER4_V_Tu-		Linear Static	creep	1.2
SLER	Envelope	Response Combo	SLER1_T1_Tu+	1
SLER		Response Combo	SLER1_T1_Tu-	1
SLER		Response Combo	SLER2_T2a_Tu+	1
SLER		Response Combo	SLER2_T2a_Tu-	1
SLER		Response Combo	SLER3_N_Tu+	1
SLER		Response Combo	SLER3_N_Tu-	1
SLER		Response Combo	SLER4_V_Tu+	1
SLER		Response Combo	SLER4_V_Tu-	1
SLEF1_T1_Tu+	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
SLEF1_T1_Tu+		Linear Static	g1	1
SLEF1_T1_Tu+		Linear Static	Terre	1
SLEF1_T1_Tu+		Linear Static	g3_K0	1
SLEF1_T1_Tu+		Linear Static	g2_K0	1
SLEF1_T1_Tu+		Linear Static	q1_K0	1
SLEF1_T1_Tu+		Linear Static	g2	1
SLEF1_T1_Tu+		Moving Load	q1_Dist	0.4
SLEF1_T1_Tu+		Moving Load	q1_Tan	0.75
SLEF1_T1_Tu+		Linear Static	q1_dist_SP	0.4
SLEF1_T1_Tu+		Linear Static	q1_tand_SP	0.75
SLEF1_T1_Tu+		Linear Static	Tu+	0.5
SLEF1_T1_Tu+		Linear Static	Tg	0.5
SLEF1_T1_Tu+		Linear Static	creep	1.2
SLEF1_T1_Tu-	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
SLEF1_T1_Tu-		Linear Static	g1	1
SLEF1_T1_Tu-		Linear Static	Terre	1
SLEF1_T1_Tu-		Linear Static	g3_K0	1
SLEF1_T1_Tu-		Linear Static	g2_K0	1
SLEF1_T1_Tu-		Linear Static	q1_K0	1
SLEF1_T1_Tu-		Linear Static	g2	1
SLEF1_T1_Tu-		Moving Load	q1_Dist	0.4
SLEF1_T1_Tu-		Moving Load	q1_Tan	0.75
SLEF1_T1_Tu-		Linear Static	q1_dist_SP	0.4
SLEF1_T1_Tu-		Linear Static	q1_tand_SP	0.75
SLEF1_T1_Tu-		Linear Static	Tu-	0.5
SLEF1_T1_Tu-		Linear Static	Tg	0.5
SLEF1_T1_Tu-		Linear Static	creep	1.2
SLEF2_V_Tu+	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
SLEF2_V_Tu+		Linear Static	g1	1
SLEF2_V_Tu+		Linear Static	Terre	1
SLEF2_V_Tu+		Linear Static	g3_K0	1
SLEF2_V_Tu+		Linear Static	g2_K0	1
SLEF2_V_Tu+		Linear Static	q1_K0	1

PROGETTAZIONE ATI:

CAVALCAVIA ASSE PRINCIPALE SVINCOLO CAPOTERRA-CASIC – RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE

SLEF2_V_Tu+		Linear Static	g2	1
SLEF2_V_Tu+		Linear Static	q5_ventoS	0.2
SLEF2_V_Tu+		Linear Static	Tu+	0.5
SLEF2_V_Tu+		Linear Static	Tg	0.5
SLEF2_V_Tu+		Linear Static	creep	1.2
SLEF2_V_Tu-	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
SLEF2_V_Tu-		Linear Static	g1	1
SLEF2_V_Tu-		Linear Static	Terre	1
SLEF2_V_Tu-		Linear Static	g3_K0	1
SLEF2_V_Tu-		Linear Static	g2_K0	1
SLEF2_V_Tu-		Linear Static	q1_K0	1
SLEF2_V_Tu-		Linear Static	g2	1
SLEF2_V_Tu-		Linear Static	q5_ventoS	0.2
SLEF2_V_Tu-		Linear Static	Tu-	0.5
SLEF2_V_Tu-		Linear Static	Tg	0.5
SLEF2_V_Tu-		Linear Static	creep	1.2
SLEF	Envelope	Response Combo	SLEF1_T1_Tu+	1
SLEF		Response Combo	SLEF1_T1_Tu-	1
SLEF		Response Combo	SLEF2_V_Tu+	1
SLEF		Response Combo	SLEF2_V_Tu-	1
SLEQP_Tu+	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
SLEQP_Tu+		Linear Static	g1	1
SLEQP_Tu+		Linear Static	Terre	1
SLEQP_Tu+		Linear Static	g3_K0	1
SLEQP_Tu+		Linear Static	g2_K0	1
SLEQP_Tu+		Linear Static	q1_K0	1
SLEQP_Tu+		Linear Static	g2	1
SLEQP_Tu+		Linear Static	Tu+	0.5
SLEQP_Tu+		Linear Static	Tg	0.5
SLEQP_Tu+		Linear Static	creep	1.2
SLEQP_Tu-	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
SLEQP_Tu-		Linear Static	g1	1
SLEQP_Tu-		Linear Static	Terre	1
SLEQP_Tu-		Linear Static	g3_K0	1
SLEQP_Tu-		Linear Static	g2_K0	1
SLEQP_Tu-		Linear Static	q1_K0	1
SLEQP_Tu-		Linear Static	g2	1
SLEQP_Tu-		Linear Static	Tu-	0.5
SLEQP_Tu-		Linear Static	Tg	0.5
SLEQP_Tu-		Linear Static	creep	1.2
SLEQP	Envelope	Response Combo	SLEQP_Tu+	1
SLEQP		Response Combo	SLEQP_Tu-	1
SLV_X_Geo	Envelope	Linear Static	SLV_X+_Geo	1

PROGETTAZIONE ATI:

CAVALCAVIA ASSE PRINCIPALE SVINCOLO CAPOTERRA-CASIC – RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE

SLV X_Geo		Linear Static	SLV X- _Geo	1
SLV Y_Geo	Envelope	Linear Static	SLV Y- _Geo	1
SLV Y_Geo		Linear Static	SLV Y+ _Geo	1
Tu Env	Envelope	Linear Static	Tu+	1
Tu Env		Linear Static	Tu-	1
SLV 1X+0.3Y+0.3Z	Linear Add	Response Spectrum	SLV X	1
SLV 1X+0.3Y+0.3Z		Response Spectrum	SLV Y	0.3
SLV 1X+0.3Y+0.3Z		Response Spectrum	SLV Z	0.3
SLV 1X+0.3Y+0.3Z		Response Combo	SLV X_Geo	1
SLV 1X+0.3Y+0.3Z		Response Combo	SLV Y_Geo	0.3
SLV 1X+0.3Y+0.3Z		Linear Static	DEAD	1
SLV 1X+0.3Y+0.3Z		Linear Static	g1	1
SLV 1X+0.3Y+0.3Z		Linear Static	g2	1
SLV 1X+0.3Y+0.3Z		Linear Static	Tg	0.5
SLV 1X+0.3Y+0.3Z		Response Combo	Tu Env	0.5
SLO X_Geo	Envelope	Linear Static	SLO X- _Geo	1
SLO X_Geo		Linear Static	SLO X+ _Geo	1
SLO Y_Geo	Envelope	Linear Static	SLO Y+ _Geo	1
SLO Y_Geo		Linear Static	SLO Y- _Geo	1
SLO 1X+0.3Y+0.3Z	Linear Add	Response Spectrum	SLO X	1
SLO 1X+0.3Y+0.3Z		Response Spectrum	SLO Y	0.3
SLO 1X+0.3Y+0.3Z		Response Combo	SLO X_Geo	1
SLO 1X+0.3Y+0.3Z		Response Combo	SLO Y_Geo	0.3
SLO 1X+0.3Y+0.3Z		Response Spectrum	SLO Z	0.3
SLO 1X+0.3Y+0.3Z		Linear Static	DEAD	1
SLO 1X+0.3Y+0.3Z		Linear Static	g1	1
SLO 1X+0.3Y+0.3Z		Linear Static	g2	1
SLO 1X+0.3Y+0.3Z		Linear Static	Tg	0.5
SLO 1X+0.3Y+0.3Z		Response Combo	Tu Env	0.5
SLO 0.3X+1Y+0.3Z	Linear Add	Response Spectrum	SLO X	0.3
SLO 0.3X+1Y+0.3Z		Response Spectrum	SLO Y	1
SLO 0.3X+1Y+0.3Z		Response Combo	SLO X_Geo	0.3
SLO 0.3X+1Y+0.3Z		Response Combo	SLO Y_Geo	1
SLO 0.3X+1Y+0.3Z		Response Spectrum	SLO Z	0.3
SLO 0.3X+1Y+0.3Z		Linear Static	DEAD	1
SLO 0.3X+1Y+0.3Z		Linear Static	g1	1
SLO 0.3X+1Y+0.3Z		Linear Static	g2	1
SLO 0.3X+1Y+0.3Z		Linear Static	Tg	0.5
SLO 0.3X+1Y+0.3Z		Response Combo	Tu Env	0.5
SLO	Envelope	Response Combo	SLO 1X+0.3Y+0.3Z	1
SLO		Response Combo	SLO 0.3X+1Y+0.3Z	1
SLD X_Geo	Envelope	Linear Static	SLD X- _Geo	1
SLD X_Geo		Linear Static	SLD X+ _Geo	1

PROGETTAZIONE ATI:

CAVALCAVIA ASSE PRINCIPALE SVINCOLO CAPOTERRA-CASIC – RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE

SLD Y_Geo	Envelope	Linear Static	SLD Y- _Geo	1
SLD Y_Geo		Linear Static	SLD Y+ _Geo	1
SLD 1X+0.3Y+0.3Z	Linear Add	Response Spectrum	SLD X	1
SLD 1X+0.3Y+0.3Z		Response Spectrum	SLD Y	0.3
SLD 1X+0.3Y+0.3Z		Response Combo	SLD X_Geo	1
SLD 1X+0.3Y+0.3Z		Response Combo	SLD Y_Geo	0.3
SLD 1X+0.3Y+0.3Z		Response Spectrum	SLD Z	0.3
SLD 1X+0.3Y+0.3Z		Linear Static	DEAD	1
SLD 1X+0.3Y+0.3Z		Linear Static	g1	1
SLD 1X+0.3Y+0.3Z		Linear Static	g2	1
SLD 1X+0.3Y+0.3Z		Linear Static	Tg	0.5
SLD 1X+0.3Y+0.3Z		Response Combo	Tu Env	0.5
SLD 0.3X+1Y+0.3Z	Linear Add	Response Spectrum	SLD X	0.3
SLD 0.3X+1Y+0.3Z		Response Spectrum	SLD Y	1
SLD 0.3X+1Y+0.3Z		Response Combo	SLD X_Geo	0.3
SLD 0.3X+1Y+0.3Z		Response Combo	SLD Y_Geo	1
SLD 0.3X+1Y+0.3Z		Response Spectrum	SLD Z	0.3
SLD 0.3X+1Y+0.3Z		Linear Static	DEAD	1
SLD 0.3X+1Y+0.3Z		Linear Static	g1	1
SLD 0.3X+1Y+0.3Z		Linear Static	g2	1
SLD 0.3X+1Y+0.3Z		Linear Static	Tg	0.5
SLD 0.3X+1Y+0.3Z		Response Combo	Tu Env	0.5
SLD	Envelope	Response Combo	SLD 1X+0.3Y+0.3Z	1
SLD		Response Combo	SLD 0.3X+1Y+0.3Z	1
SLV 0.3X+1Y+0.3Z	Linear Add	Response Spectrum	SLV X	0.3
SLV 0.3X+1Y+0.3Z		Response Spectrum	SLV Y	1
SLV 0.3X+1Y+0.3Z		Response Spectrum	SLV Z	0.3
SLV 0.3X+1Y+0.3Z		Response Combo	SLV X_Geo	0.3
SLV 0.3X+1Y+0.3Z		Response Combo	SLV Y_Geo	1
SLV 0.3X+1Y+0.3Z		Linear Static	DEAD	1
SLV 0.3X+1Y+0.3Z		Linear Static	g1	1
SLV 0.3X+1Y+0.3Z		Linear Static	g2	1
SLV 0.3X+1Y+0.3Z		Linear Static	Tg	0.5
SLV 0.3X+1Y+0.3Z		Response Combo	Tu Env	0.5
SLV	Envelope	Response Combo	SLV 1X+0.3Y+0.3Z	1
SLV		Response Combo	SLV 0.3X+1Y+0.3Z	1
SLC X_Geo	Envelope	Linear Static	SLC X- _Geo	1
SLC X_Geo		Linear Static	SLC X+ _Geo	1
SLC Y_Geo	Envelope	Linear Static	SLC Y- _Geo	1
SLC Y_Geo		Linear Static	SLC Y+ _Geo	1
SLC 1X+0.3Y+0.3Z	Linear Add	Response Spectrum	SLC X	1
SLC 1X+0.3Y+0.3Z		Response Spectrum	SLC Y	0.3
SLC 1X+0.3Y+0.3Z		Response Combo	SLC X_Geo	1

PROGETTAZIONE ATI:

SLC 1X+0.3Y+0.3Z		Response Combo	SLC Y_Geo	0.3
SLC 1X+0.3Y+0.3Z		Response Spectrum	SLC Z	0.3
SLC 1X+0.3Y+0.3Z		Linear Static	DEAD	1
SLC 1X+0.3Y+0.3Z		Linear Static	g1	1
SLC 1X+0.3Y+0.3Z		Linear Static	g2	1
SLC 1X+0.3Y+0.3Z		Linear Static	Tg	0.5
SLC 1X+0.3Y+0.3Z		Response Combo	Tu Env	0.5
SLC 0.3X+1Y+0.3Z	Linear Add	Response Spectrum	SLC X	0.3
SLC 0.3X+1Y+0.3Z		Response Spectrum	SLC Y	1
SLC 0.3X+1Y+0.3Z		Response Combo	SLC X_Geo	0.3
SLC 0.3X+1Y+0.3Z		Response Combo	SLC Y_Geo	1
SLC 0.3X+1Y+0.3Z		Response Spectrum	SLC Z	0.3
SLC 0.3X+1Y+0.3Z		Linear Static	DEAD	1
SLC 0.3X+1Y+0.3Z		Linear Static	g1	1
SLC 0.3X+1Y+0.3Z		Linear Static	g2	1
SLC 0.3X+1Y+0.3Z		Linear Static	Tg	0.5
SLC 0.3X+1Y+0.3Z		Response Combo	Tu Env	0.5
SLC	Envelope	Response Combo	SLC 1X+0.3Y+0.3Z	1
SLC		Response Combo	SLC 0.3X+1Y+0.3Z	1
SLU_Q1	Linear Add	Moving Load	q1_Dist	1.35
SLU_Q1		Moving Load	q1_Tan	1.35
SLU_Q1		Linear Static	Tg	0.9
SLU_Q2	Linear Add	Linear Static	q1_dist_SP	1.35
SLU_Q2		Linear Static	q1_tand_SP	1.35

9.1. METODOLOGIA DI ANALISI

9.1.1. ANALISI IN CONDIZIONI NON SISMICHE

Le analisi svolte in condizioni non sismiche sono tutte di tipo statico lineare. L'analisi per carichi mobili è stata svolta in automatico dal software impiegando la teoria delle linee di influenza e ricavando l'involuppo delle sollecitazioni sugli elementi strutturali.

I risultati delle analisi in termini di distribuzioni delle sollecitazioni sono riportati nei paragrafi di verifica dei singoli elementi strutturali.

9.1.2. ANALISI SISMICA

Trattandosi di un'opera non isolata sismicamente, l'analisi dinamica lineare con spettro di risposta è la metodologia di analisi adottata per valutare il comportamento dell'opera e le richieste sismiche (in termini di deformazioni e sollecitazioni) sugli elementi strutturali. Nella fattispecie essa consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

PROGETTAZIONE ATI:

PROGETTAZIONE ATI:

10. MODELLAZIONE

10.1. GEOMETRIA DEL MODELLO DI CALCOLO

Il modello di calcolo è stato realizzato impiegando elementi frame per la modellazione delle varie parti strutturali dell'impalcato (travi, traversi e soletta).

La struttura dell'impalcato in particolare è stata modellata a graticcio tenendo conto della presenza delle fasce di soletta e dei traversi che contribuiscono alla ripartizione trasversale dei carichi tra le travi di impalcato.

La struttura è stata modellata discretizzando le travate in 5 conci a sezione composta, i traversi sono stati disposti con elementi frame ogni 5 m e anche la soletta è stata modellata come elementi *frame* trasversali ogni 3m.

Le connessioni tra gli elementi sono state modellate ove necessario mediante link rigidi; sono inoltre stati utilizzati link elastici che vanno a modellare in particolare il comportamento meccanico degli apparecchi di appoggio.

In questo capitolo vengono trattate più in dettaglio le spalle, la cui geometria è stata descritta in precedenza. Ai fini della modellazione si è utilizzato un nuovo modello a partire da quello precedente aggiungendo le spalle e introducendo l'effetto dato dalla presenza dei micropali.

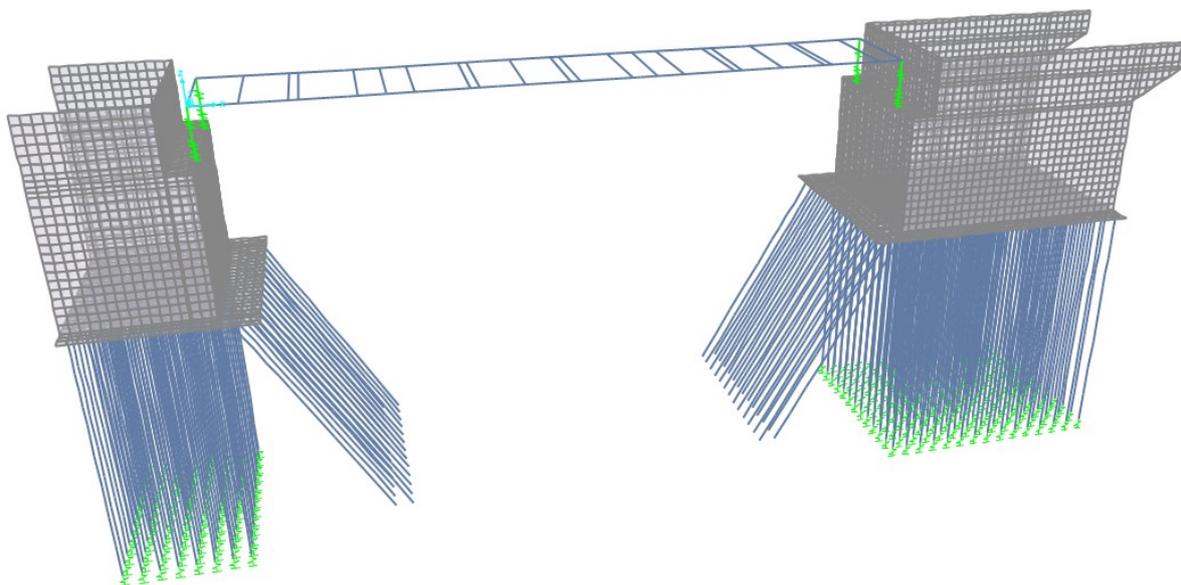


Figura 10.20 Modello di calcolo con fondazioni e spalle

PROGETTAZIONE ATI:

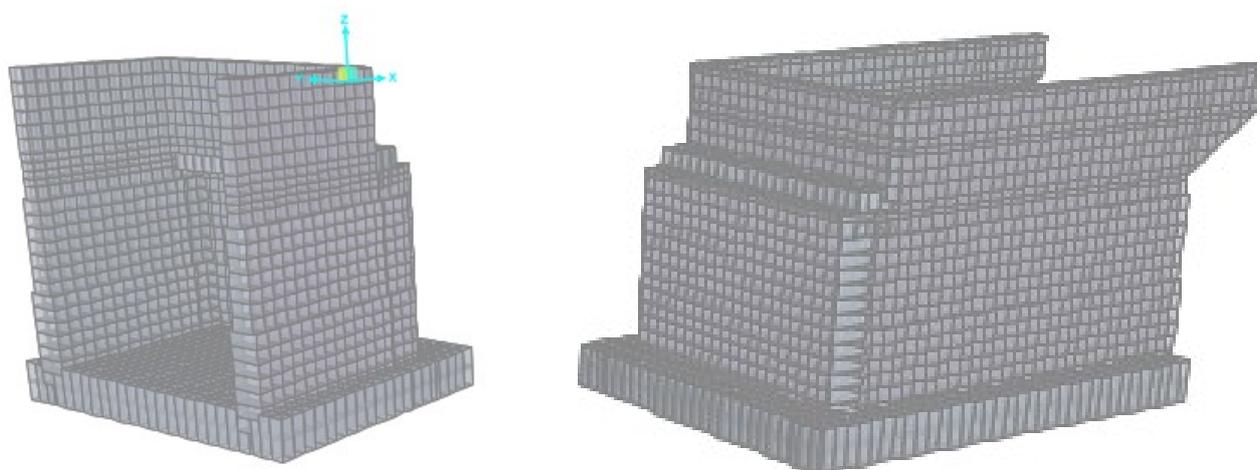


Figura 10.21 Particolare: spalle vista estrusa

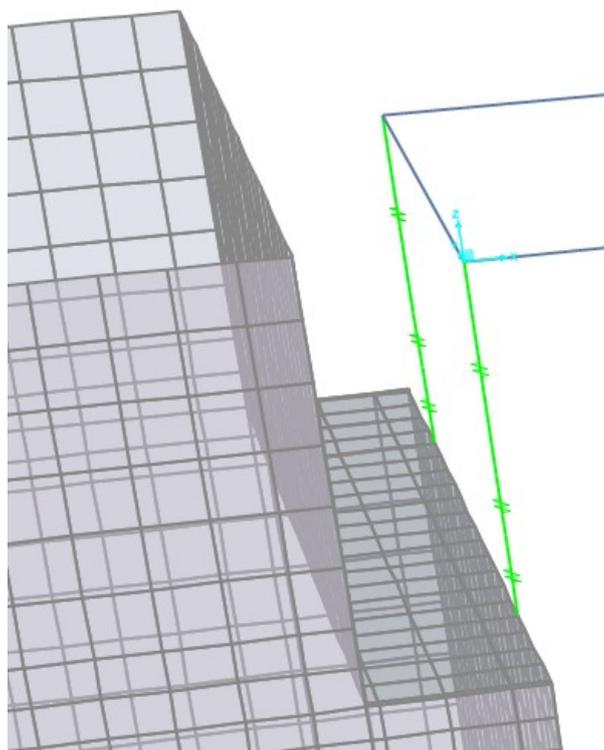


Figura 10.22 Particolare: appoggio trave-spalla

10.2. VINCOLI

10.2.1. VINCOLI ESTERNI

Sulla base della tipologia di fondazione presente (platee su micropali), la struttura è vincolata esternamente mediante l'inserimento di incastri.

Le spalle non sono state incluse nel modello globale ma sono stati quindi modellati i soli appoggi mediante link lineari descritti in seguito.

PROGETTAZIONE ATI:

Solo in una seconda fase si è condotta un'analisi più approfondita modellando correttamente le fondazioni.

10.2.2. VINCOLI INTERNI

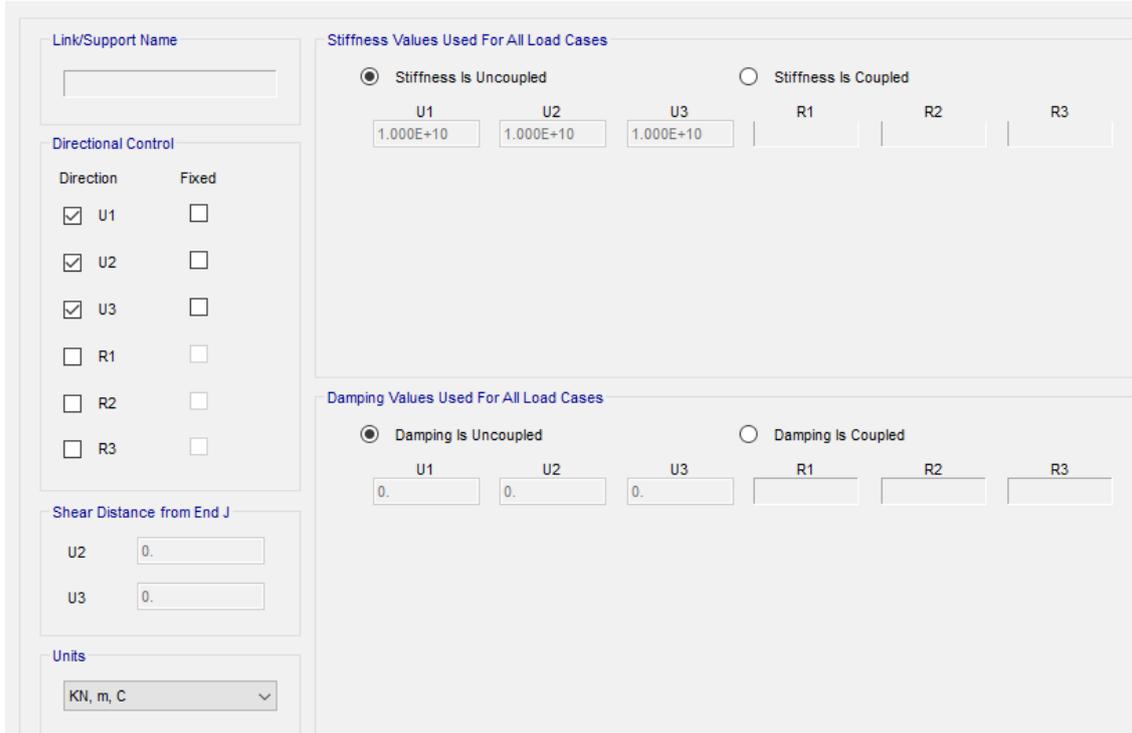
Ciascun apparecchio d'appoggio sotto ogni trave è stato modellato tramite link elastici lineari, non essendo previsti isolatori.

Al singolo dispositivo sono stati assegnati i seguenti valori di rigidezza verticale ed orizzontale determinati sulla base delle esigenze numeriche per meglio simulare gli apparecchi reali. Le caratteristiche, in termini di rigidezza, assegnate al modello sono:

- Fissi: Rigidezza laterale U2-U3 = 10^9 kN/mm, Rigidezza verticale U1= 10^9 kN/mm;
- Unidirezionale u_i : Rigidezza laterale U2 = 10^9 kN/mm, Rigidezza verticale U1= 10^9 kN/mm;
- Unidirezionale u_i : Rigidezza laterale U3 = 10^9 kN/mm, Rigidezza verticale U1= 10^9 kN/mm;
- Multidirezionale: Rigidezza laterale, Rigidezza verticale U1= 10^9 kN/mm;

Si riportano in merito le schermate del modello di calcolo. Per ovviare a possibili problemi numerici ma contemporaneamente poter leggere le sollecitazioni negli elementi link si assegna al grado di libertà libero un valore opportunamente piccolo di rigidezza diverso da zero.

S Linear Link/Support Directional Properties



Link/Support Name

Directional Control

Direction	Fixed
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>

Stiffness Values Used For All Load Cases

Stiffness Is Uncoupled Stiffness Is Coupled

U1	U2	U3	R1	R2	R3
1.000E+10	1.000E+10	1.000E+10			

Damping Values Used For All Load Cases

Damping Is Uncoupled Damping Is Coupled

U1	U2	U3	R1	R2	R3
0.	0.	0.			

Shear Distance from End J

U2	U3
0.	0.

Units

KN, m, C

Figura 10.23 Definizione dell'appoggio fisso

S Linear Link/Support Directional Properties

Link/Support Name

Directional Control

Direction	Fixed
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>

Stiffness Values Used For All Load Cases

Stiffness Is Uncoupled Stiffness Is Coupled

U1	U2	U3	R1	R2	R3
1.000E+10					

Damping Values Used For All Load Cases

Damping Is Uncoupled Damping Is Coupled

U1	U2	U3	R1	R2	R3
0.					

Shear Distance from End J

U2

U3

Units

KN, m, C

Figura 10.24 Definizione dell'appoggio multidirezionale

S Linear Link/Support Directional Properties

Link/Support Name

Directional Control

Direction	Fixed
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>

Stiffness Values Used For All Load Cases

Stiffness Is Uncoupled Stiffness Is Coupled

U1	U2	U3	R1	R2	R3
1.000E+10		1.000E+10			

Damping Values Used For All Load Cases

Damping Is Uncoupled Damping Is Coupled

U1	U2	U3	R1	R2	R3
0.		0.			

Shear Distance from End J

U2

U3 0.

Units

KN, m, C

Figura 10.25 Definizione dell'appoggio unidirezionale in X

S Linear Link/Support Directional Properties

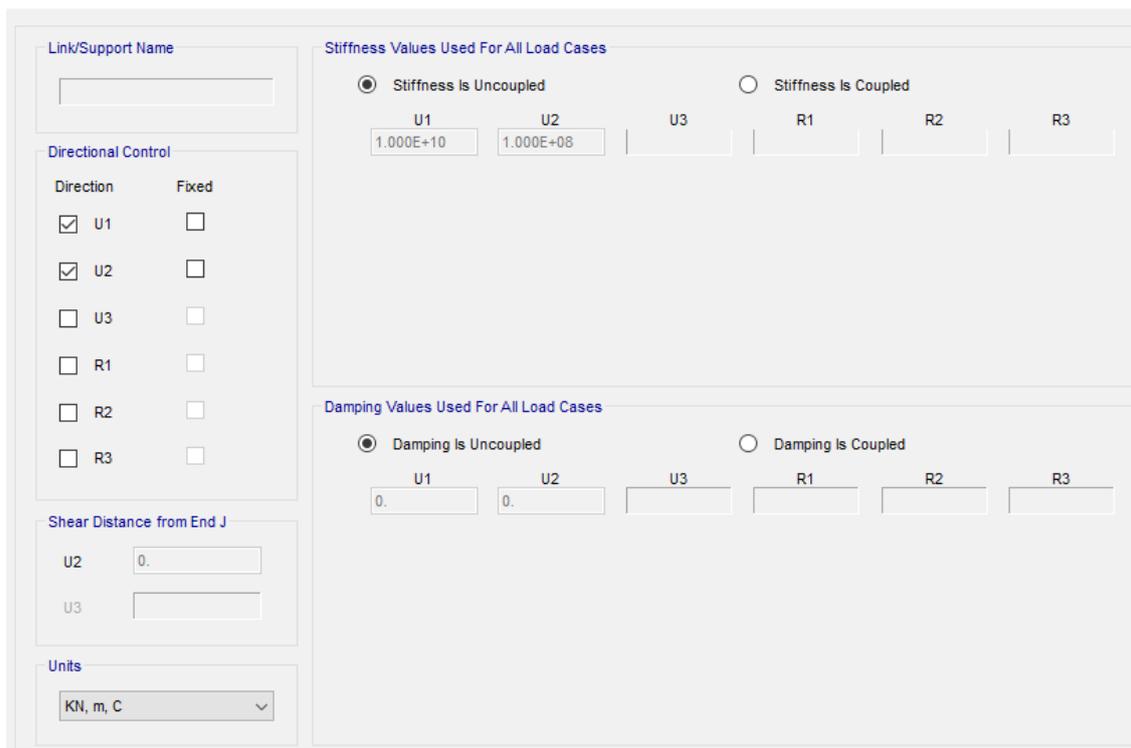


Figura 10.26 Definizione dell'appoggio unidirezionale in Y

10.3. DEFINIZIONE DELLE SEZIONI

Ciascun concio modellato tramite elementi frame viene dotato nelle rispettive fasi della corretta sezione di competenza, che si tratti della sola carpenteria metallica o della sezione mista. La larghezza della soletta viene assegnata in questa fase forfettariamente e pari a 5.25m, essendo questa utile solo ai fini delle rigidezze e venendo invece i pesi assegnati a parte (paragrafi seguenti).

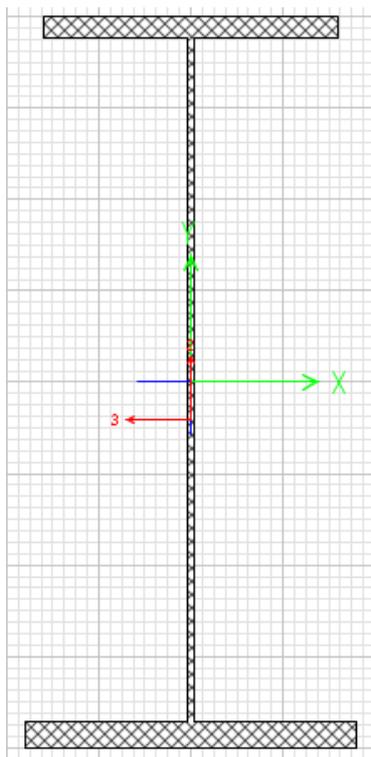


Figura 10.27 Sezioni di sola carpenteria metallica per il concio di mezzeria

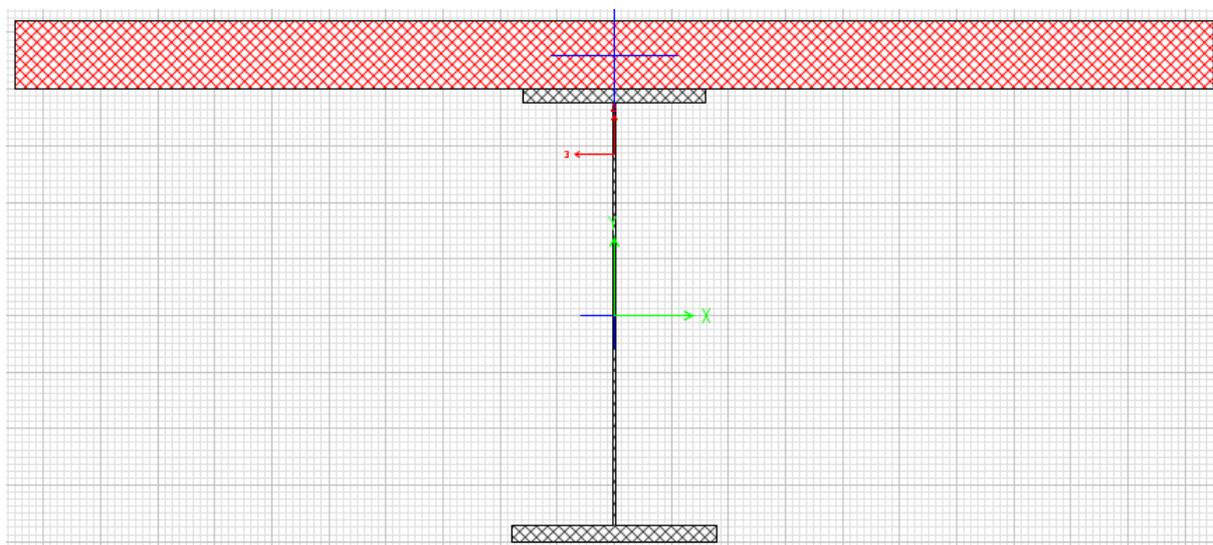
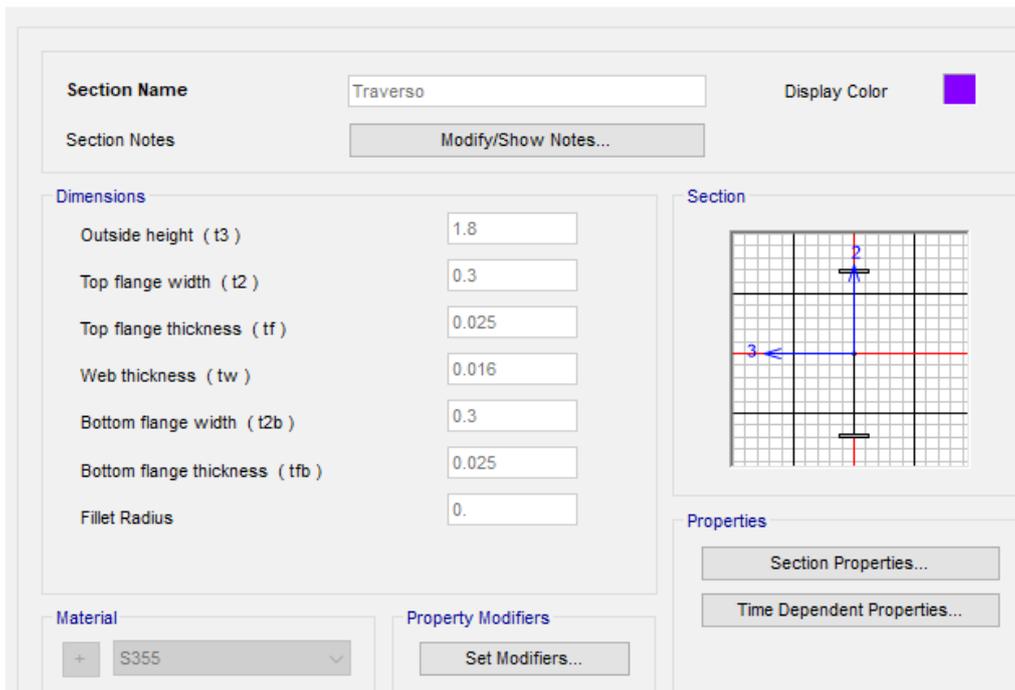


Figura 10.28 Sezioni composta per il concio di mezzeria

PROGETTAZIONE ATI:

S I/Wide Flange Section



Section Name Traverso **Display Color** ■

Section Notes

Dimensions

Outside height (t3)	1.8
Top flange width (t2)	0.3
Top flange thickness (tf)	0.025
Web thickness (tw)	0.016
Bottom flange width (t2b)	0.3
Bottom flange thickness (tfb)	0.025
Fillet Radius	0.

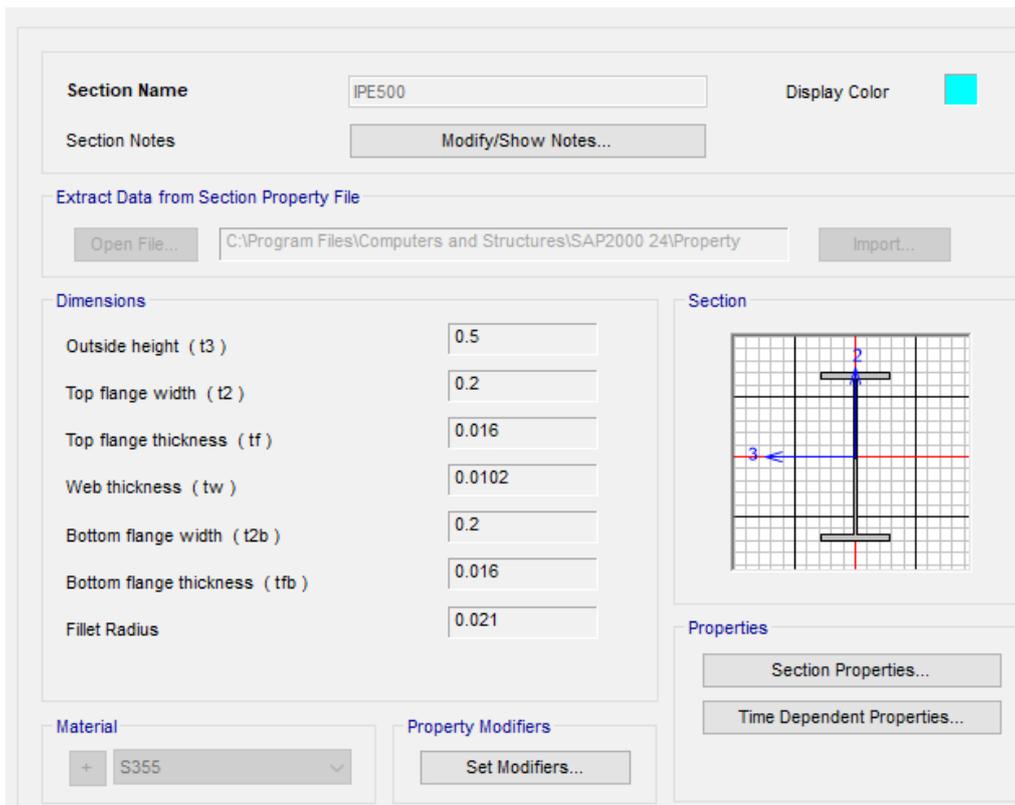
Section

Properties

Material + S355

Figura 10.29 Sezione del traverso di testata

S I/Wide Flange Section



Section Name IPE500 **Display Color** ■

Section Notes

Extract Data from Section Property File

C:\Program Files\Computers and Structures\SAP2000 24\Property

Dimensions

Outside height (t3)	0.5
Top flange width (t2)	0.2
Top flange thickness (tf)	0.016
Web thickness (tw)	0.0102
Bottom flange width (t2b)	0.2
Bottom flange thickness (tfb)	0.016
Fillet Radius	0.021

Section

Properties

Material + S355

Figura 10.30 Sezione IPE500 del diaframma intermedio

10.4. CARICHI E MASSE

10.4.1. CARICHI SULL'IMPALCATO

Per la descrizione dei carichi applicati sull'impalcato si veda la specifica relazione di calcolo.

10.4.2. CARICHI SULLE SPALLE

Di seguito si riportano le immagini delle applicazioni dei carichi applicati sulle spalle, calcolati come descritto nel paragrafo "Carichi sulle spalle".

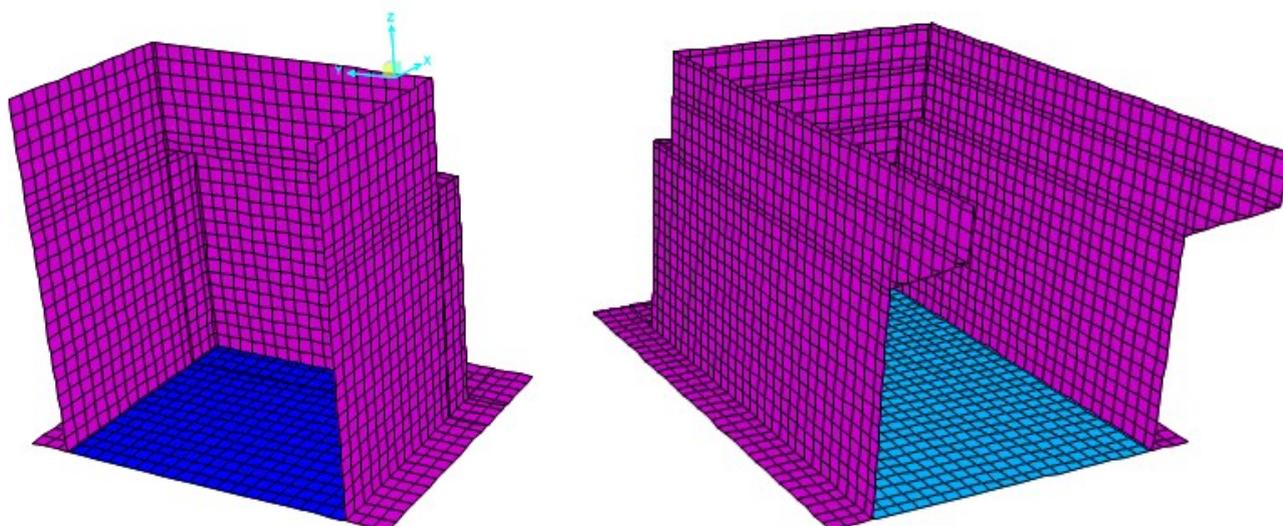
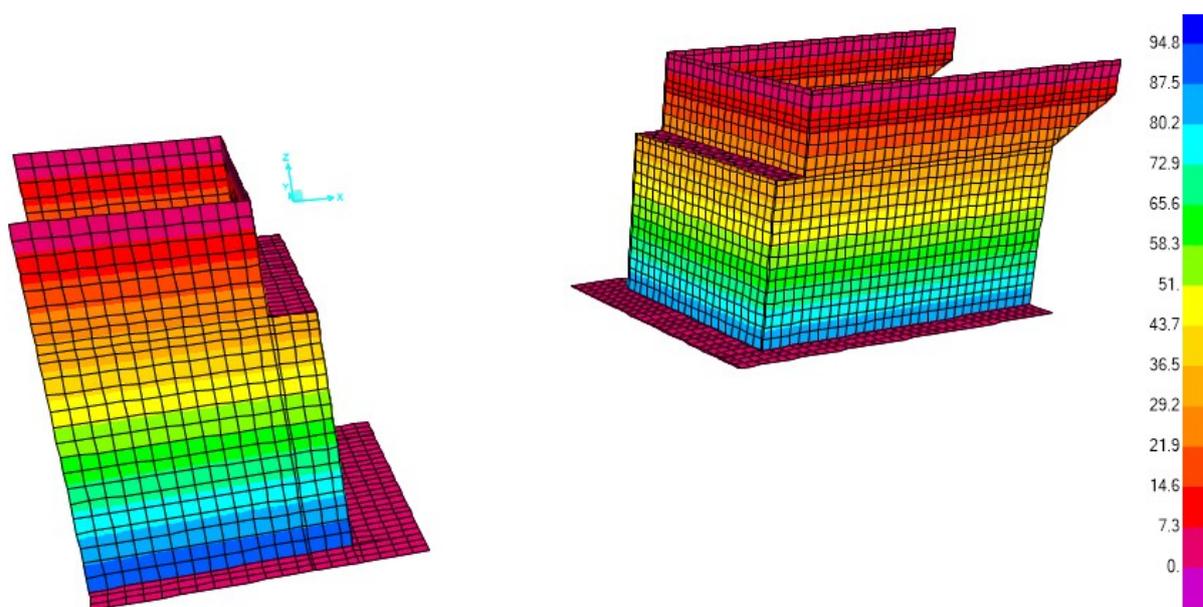


Figura 10.31 Applicazione delle pressioni del terreno



PROGETTAZIONE ATI:

Figura 10.32 Applicazione della spinta del terreno

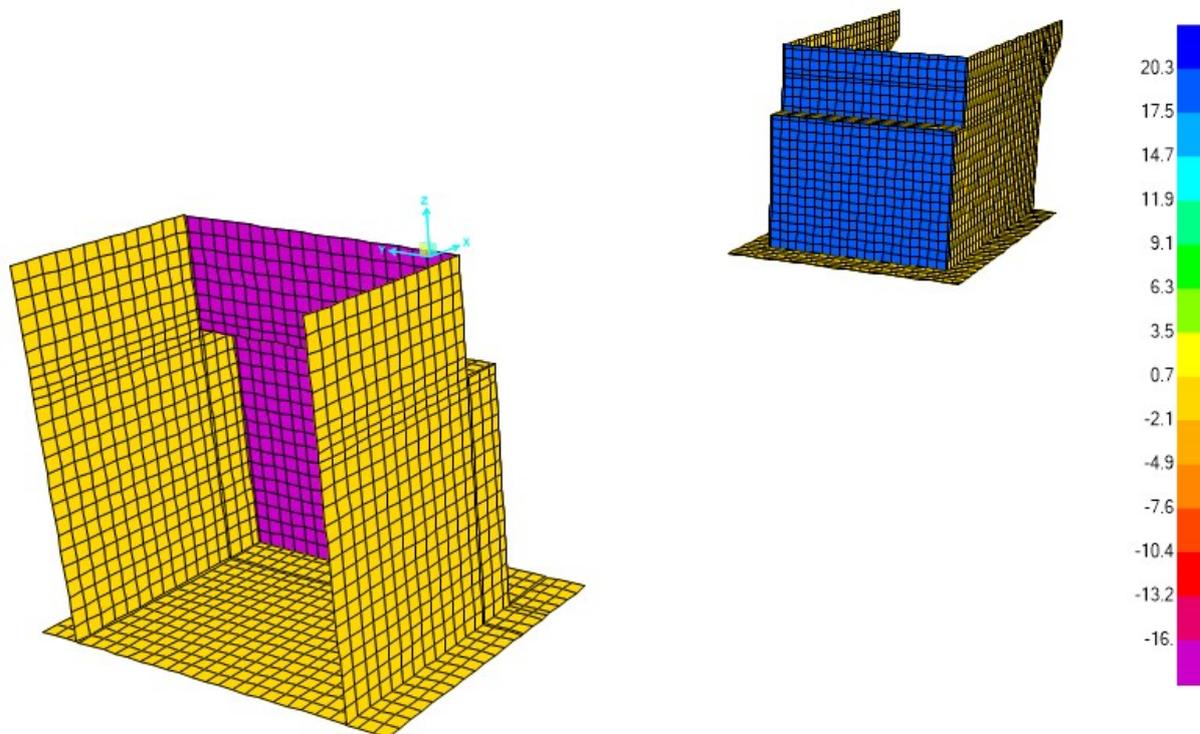


Figura 10.33 Applicazione della spinta di Wood nel caso di sisma X+

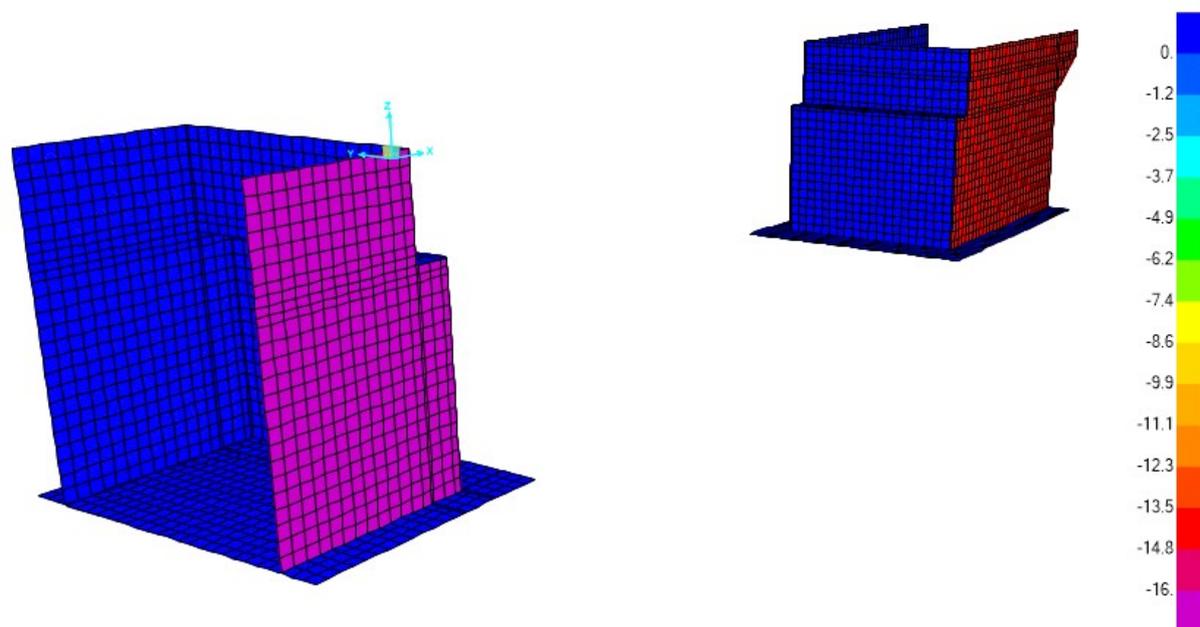


Figura 10.34 Applicazione della spinta di Wood nel caso sisma Y-

PROGETTAZIONE ATI:

10.4.3. MASSE SISMICHE

Ai fini della determinazione dei modi di vibrare e delle azioni sismiche sono state considerate le sole masse associate ai soli carichi fissi G1 e G2. La massa degli elementi strutturali (impalcato e spalle) e quella relativa ai sovraccarichi permanenti (massetto, manto, barriere, ecc) è stata valutata in automatico dal software di calcolo in funzione delle geometrie e dei carichi permanenti applicati al modello.

10.4.4. SPETTRI DI PROGETTO

Gli spettri di progetto sono definiti sulla base di quanto riportato al precedente paragrafo 8.10. Si riportano di seguito gli output di definizione delle funzioni estratti dal programma di calcolo.

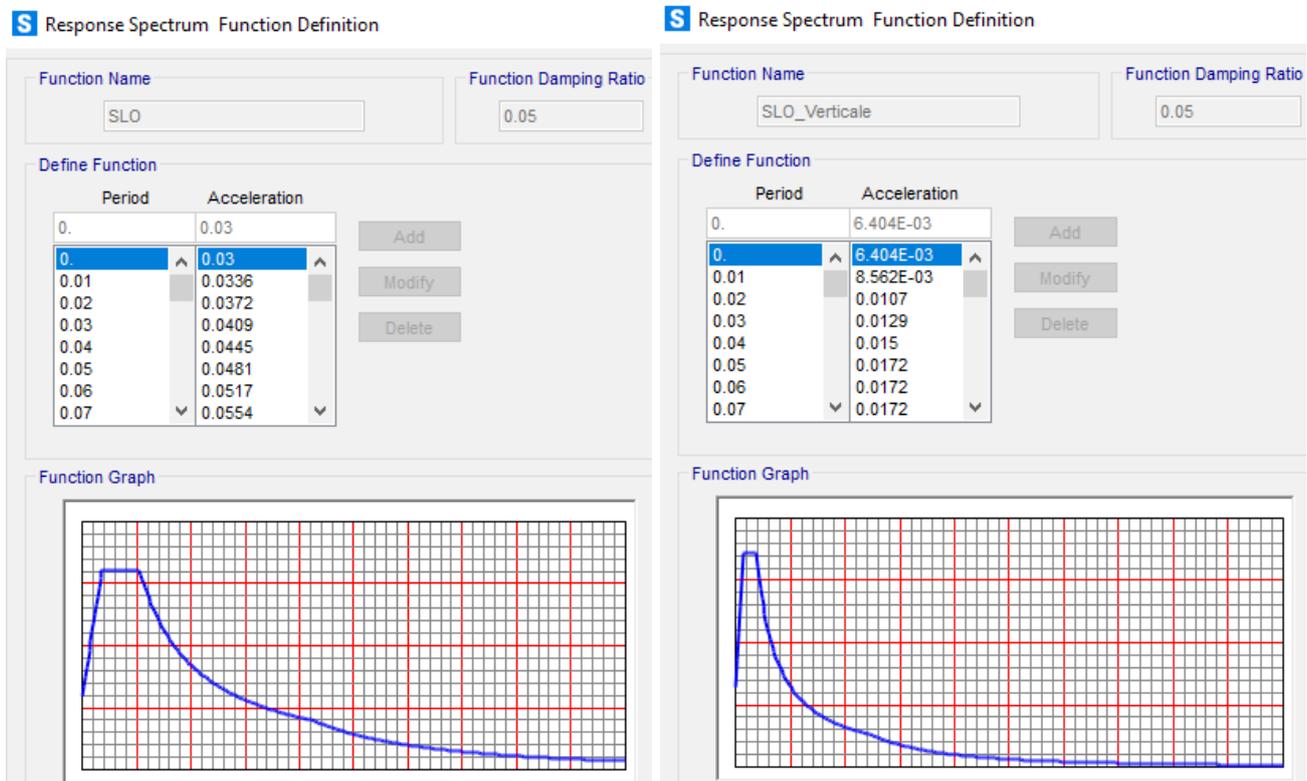
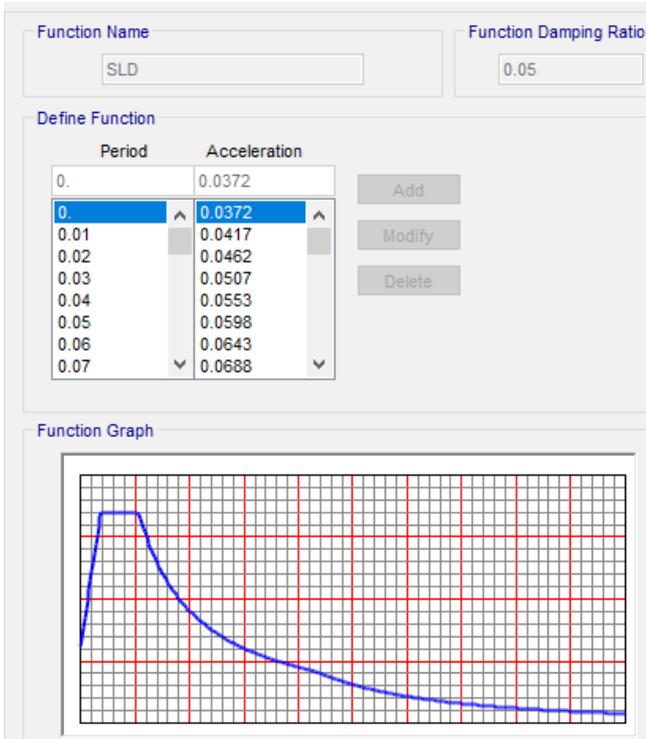


Figura 10.35 Spettri SLO orizzontale e verticale [m/s² – s]

S Response Spectrum Function Definition



S Response Spectrum Function Definition

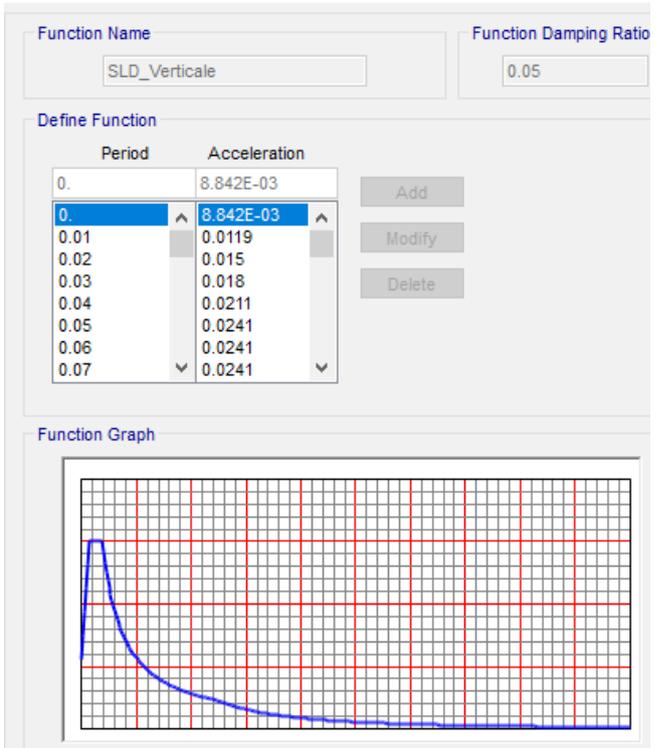
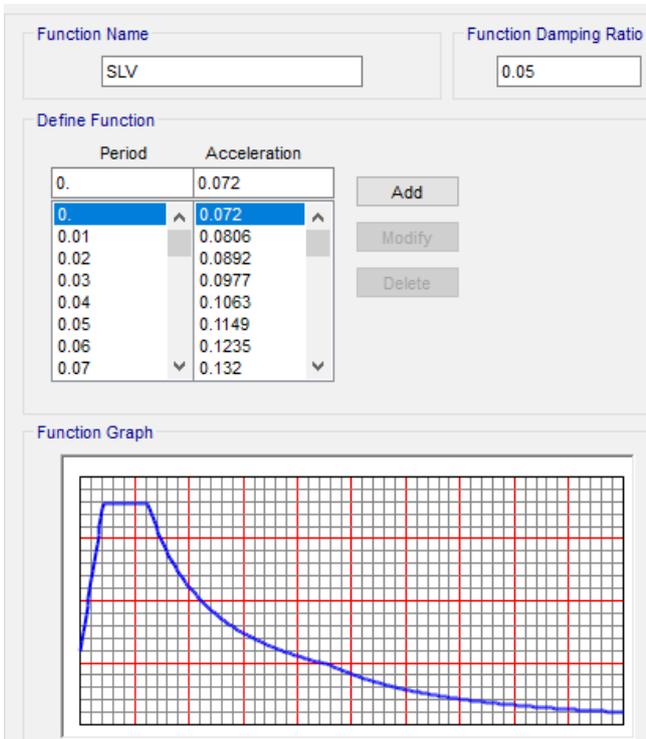


Figura 10.36 Spettri SLD orizzontale e verticale [m/s² – s]

S Response Spectrum Function Definition



S Response Spectrum Function Definition

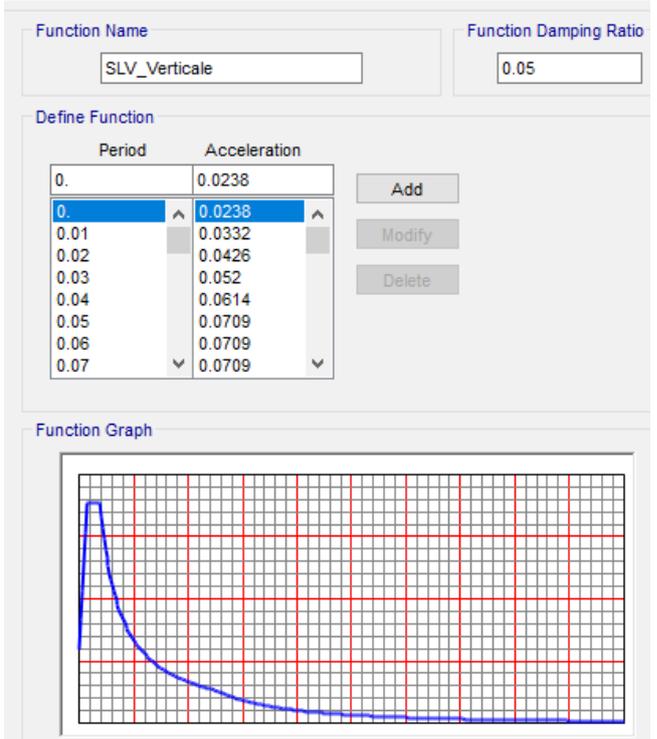
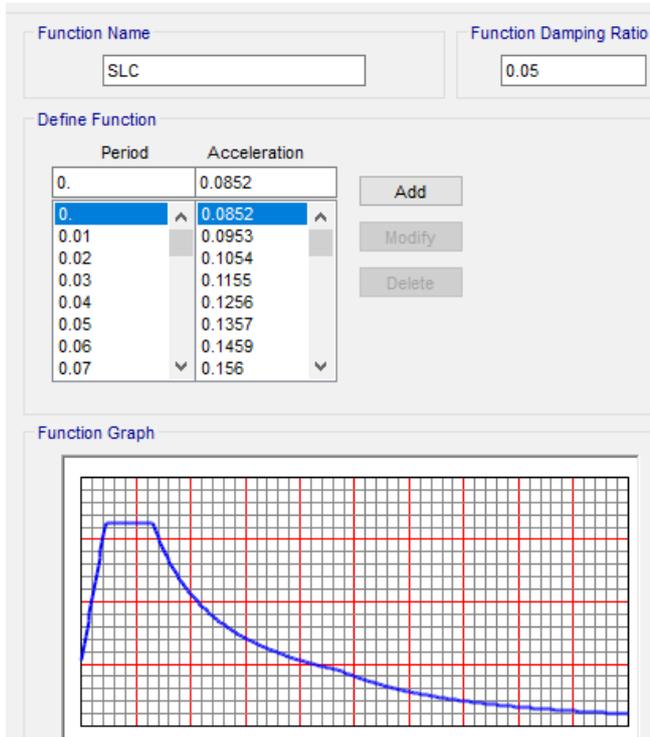


Figura 10.37 Spettri SLV orizzontale e verticale [m/s² – s]

PROGETTAZIONE ATI:

S Response Spectrum Function Definition



S Response Spectrum Function Definition

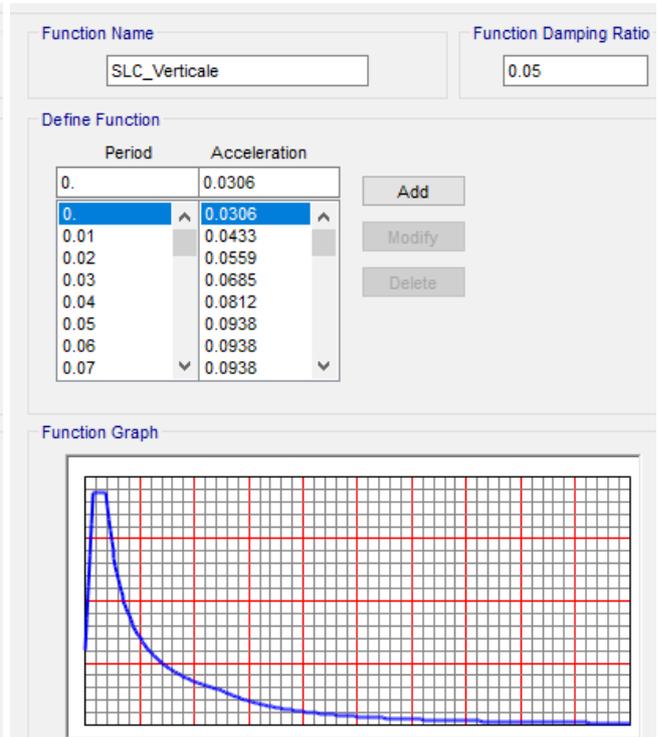


Figura 10.38 Spettri SLC orizzontale e verticale [m/s² – s]

11. RISULTATI DELLE ANALISI

Nei paragrafi successivi sono riportati i principali risultati dell'analisi strutturale dell'opera espressi in termini di: modi di vibrare, deformate modali, distribuzioni delle sollecitazioni.

11.1. ANALISI DINAMICA MODALE

Si riportano nelle figure le forme associate ai principali modi di vibrare ed i relativi periodi naturali di oscillazione. In tabella si riportano, per ciascuno dei modi individuati attraverso l'analisi modale, il periodo, la frequenza e le relative masse partecipanti.

Dalla tabella si osserva come i 50 modi individuati sollecitino cumulativamente una massa superiore all'85% del totale sia in direzione x che in direzione y e quindi risultino in numero adeguato a determinare la risposta sismica dell'opera in campo elastico. Si riportano quindi le deformate dei modi con la massa partecipante più significativa nelle due direzioni:

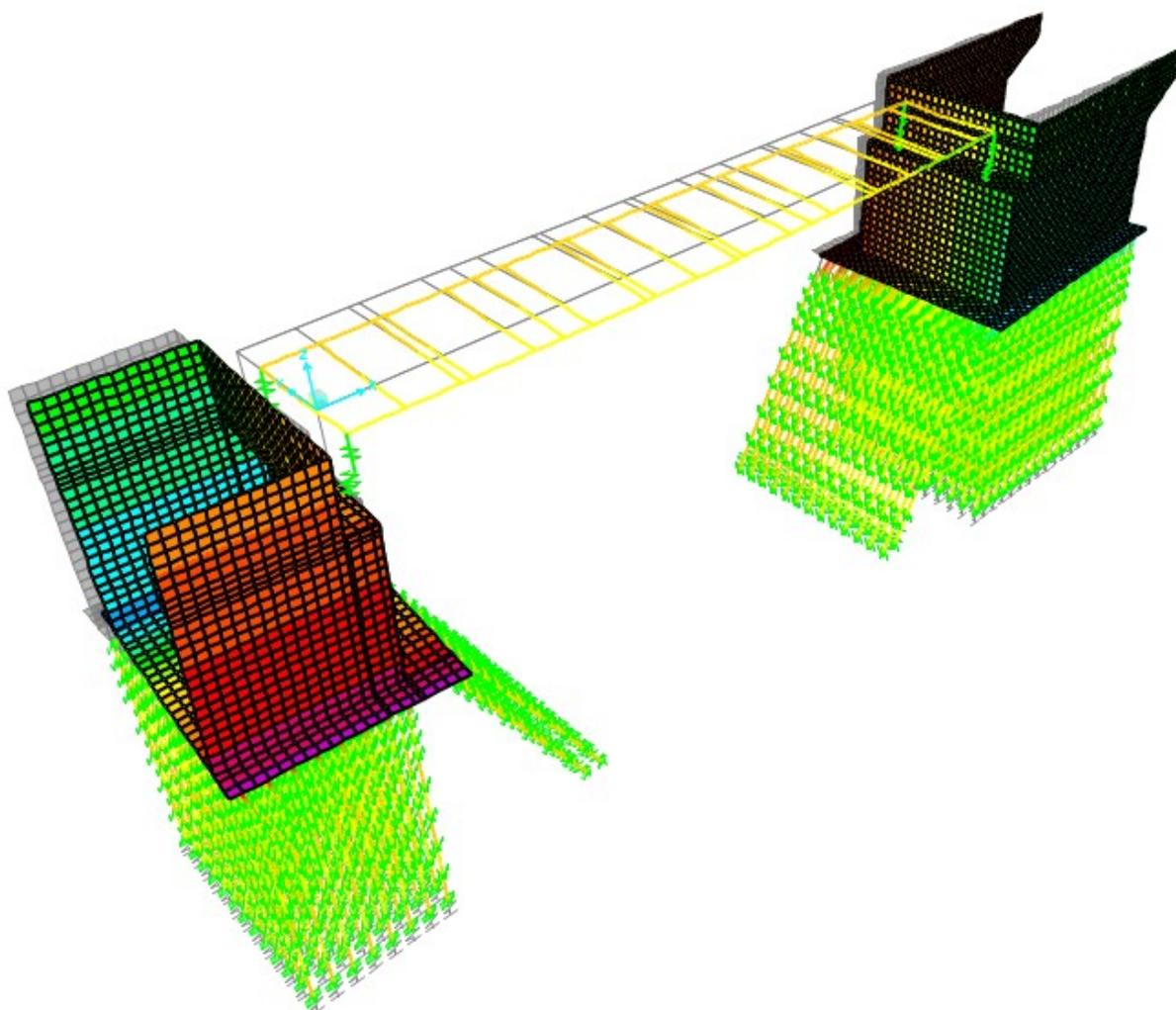


Figura 11.39 – Modo di vibrare 1

PROGETTAZIONE ATI:

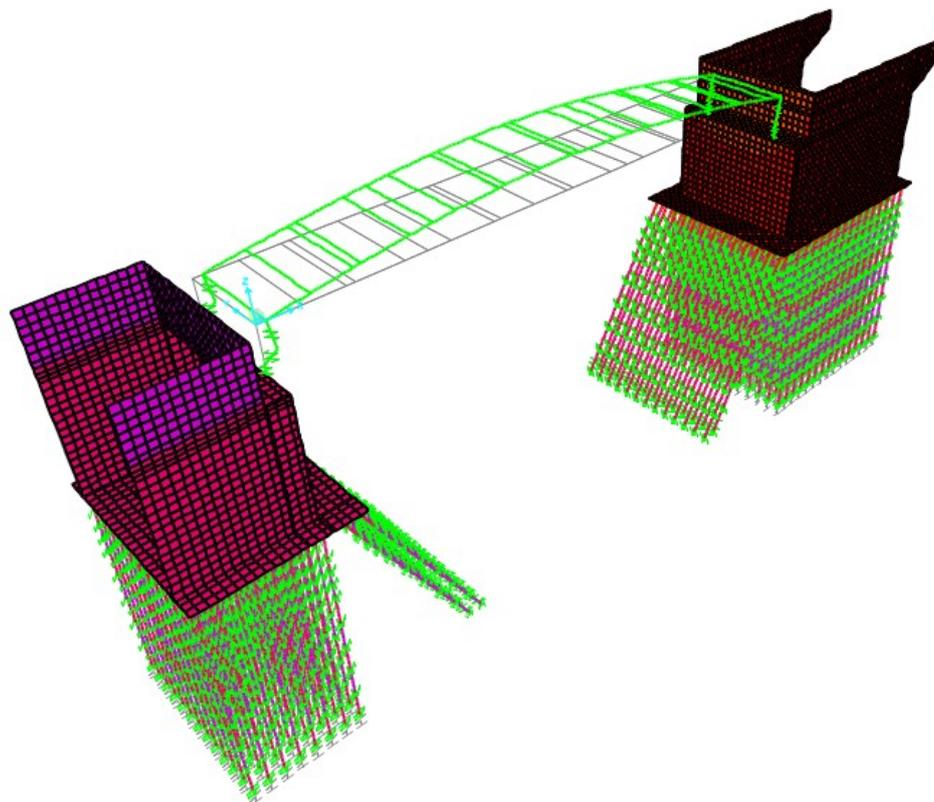
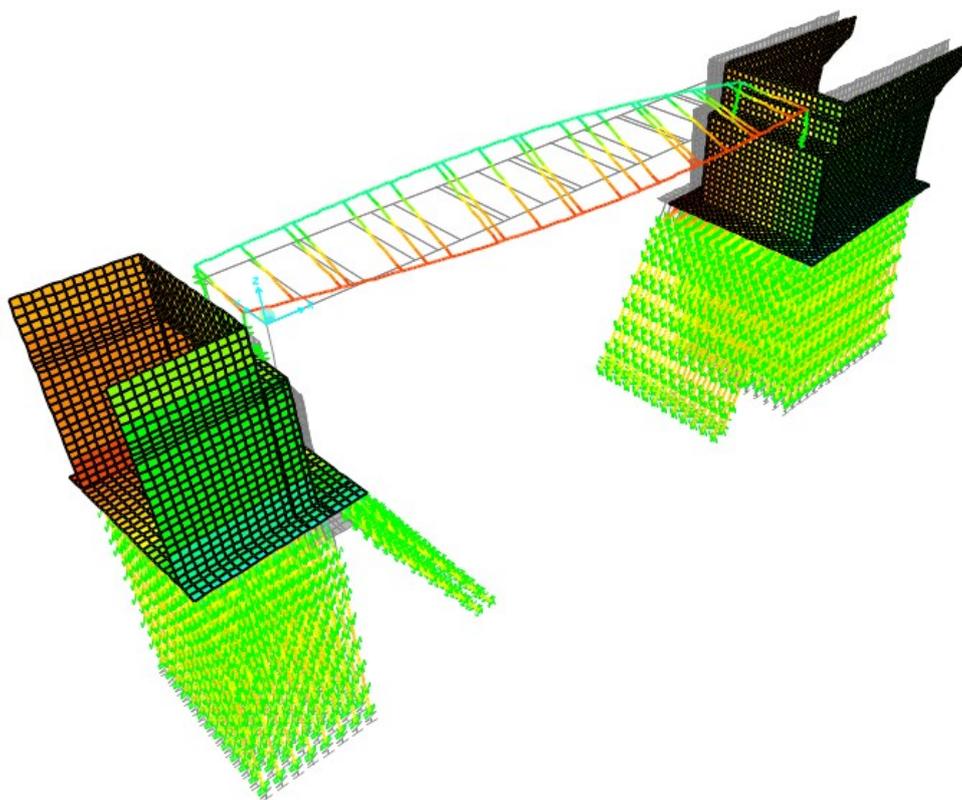


Figura 11.40 – Modo di vibrare 2



PROGETTAZIONE ATI:

Figura 11.41 – Modo di vibrare 3

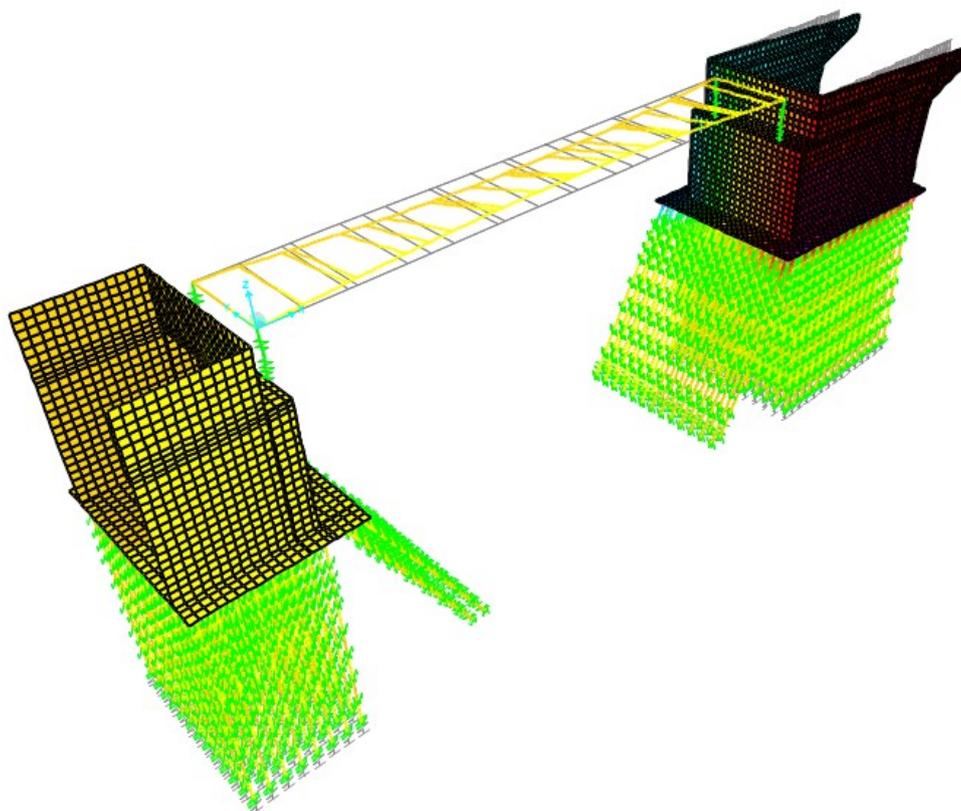


Figura 11.42 – Modo di vibrare 4

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.63	0.00	0.70	0.00	0.00	0.70	0.00
MODAL	Mode	2	0.56	0.05	0.00	0.16	0.05	0.70	0.16
MODAL	Mode	3	0.50	0.00	0.04	0.00	0.05	0.74	0.16
MODAL	Mode	4	0.44	0.00	0.12	0.00	0.05	0.85	0.16
MODAL	Mode	5	0.40	0.58	0.00	0.02	0.63	0.85	0.19
MODAL	Mode	6	0.35	0.00	0.04	0.00	0.63	0.90	0.19
MODAL	Mode	7	0.32	0.00	0.00	0.00	0.63	0.90	0.19
MODAL	Mode	8	0.30	0.29	0.00	0.00	0.92	0.90	0.19
MODAL	Mode	9	0.28	0.00	0.00	0.00	0.92	0.90	0.19
MODAL	Mode	10	0.24	0.00	0.03	0.00	0.92	0.93	0.19
MODAL	Mode	11	0.22	0.00	0.00	0.00	0.92	0.93	0.19
MODAL	Mode	12	0.18	0.00	0.00	0.00	0.92	0.93	0.19
MODAL	Mode	13	0.17	0.00	0.00	0.00	0.92	0.93	0.19
MODAL	Mode	14	0.15	0.00	0.00	0.00	0.92	0.93	0.20
MODAL	Mode	15	0.14	0.00	0.00	0.00	0.92	0.93	0.20
MODAL	Mode	16	0.14	0.00	0.00	0.01	0.92	0.93	0.21

PROGETTAZIONE ATI:

MODAL	Mode	17	0.14	0.00	0.00	0.00	0.92	0.93	0.21
MODAL	Mode	18	0.13	0.00	0.00	0.00	0.92	0.93	0.21
MODAL	Mode	19	0.13	0.00	0.00	0.00	0.92	0.93	0.21
MODAL	Mode	20	0.12	0.00	0.00	0.00	0.92	0.93	0.21
MODAL	Mode	21	0.10	0.00	0.00	0.00	0.92	0.93	0.21
MODAL	Mode	22	0.10	0.00	0.00	0.00	0.92	0.93	0.21
MODAL	Mode	23	0.09	0.00	0.00	0.11	0.93	0.93	0.32
MODAL	Mode	24	0.08	0.00	0.00	0.00	0.93	0.93	0.32
MODAL	Mode	25	0.08	0.00	0.00	0.39	0.93	0.93	0.71
MODAL	Mode	26	0.08	0.00	0.00	0.00	0.93	0.93	0.71
MODAL	Mode	27	0.08	0.00	0.00	0.01	0.93	0.93	0.72
MODAL	Mode	28	0.07	0.00	0.00	0.01	0.93	0.93	0.73
MODAL	Mode	29	0.07	0.00	0.00	0.00	0.93	0.93	0.73
MODAL	Mode	30	0.07	0.00	0.00	0.00	0.93	0.93	0.73
MODAL	Mode	31	0.07	0.00	0.00	0.17	0.93	0.93	0.91
MODAL	Mode	32	0.07	0.00	0.00	0.00	0.93	0.93	0.91
MODAL	Mode	33	0.06	0.00	0.00	0.05	0.93	0.93	0.96
MODAL	Mode	34	0.06	0.00	0.00	0.00	0.93	0.93	0.96
MODAL	Mode	35	0.06	0.00	0.00	0.00	0.93	0.93	0.96
MODAL	Mode	36	0.06	0.00	0.00	0.01	0.93	0.93	0.97
MODAL	Mode	37	0.06	0.00	0.00	0.00	0.93	0.93	0.97
MODAL	Mode	38	0.06	0.00	0.00	0.00	0.93	0.93	0.97
MODAL	Mode	39	0.05	0.00	0.00	0.00	0.93	0.93	0.97
MODAL	Mode	40	0.05	0.00	0.00	0.00	0.93	0.93	0.97
MODAL	Mode	41	0.04	0.00	0.00	0.00	0.93	0.93	0.97
MODAL	Mode	42	0.04	0.00	0.00	0.00	0.93	0.93	0.97
MODAL	Mode	43	0.04	0.00	0.00	0.00	0.93	0.93	0.97
MODAL	Mode	44	0.04	0.00	0.00	0.00	0.93	0.93	0.97
MODAL	Mode	45	0.04	0.00	0.00	0.00	0.93	0.93	0.97
MODAL	Mode	46	0.04	0.00	0.00	0.00	0.93	0.93	0.97
MODAL	Mode	47	0.04	0.00	0.00	0.00	0.93	0.93	0.97
MODAL	Mode	48	0.04	0.00	0.00	0.00	0.93	0.93	0.97
MODAL	Mode	49	0.04	0.00	0.00	0.00	0.93	0.93	0.97
MODAL	Mode	50	0.04	0.00	0.00	0.01	0.93	0.93	0.98

11.2. PRINCIPALI DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI

11.2.1. STATO LIMITE ULTIMO

11.2.1.1. Muri frontali

Di seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni allo Stato Limite Ultimo dei muri frontali di entrambe le spalle.

PROGETTAZIONE ATI:

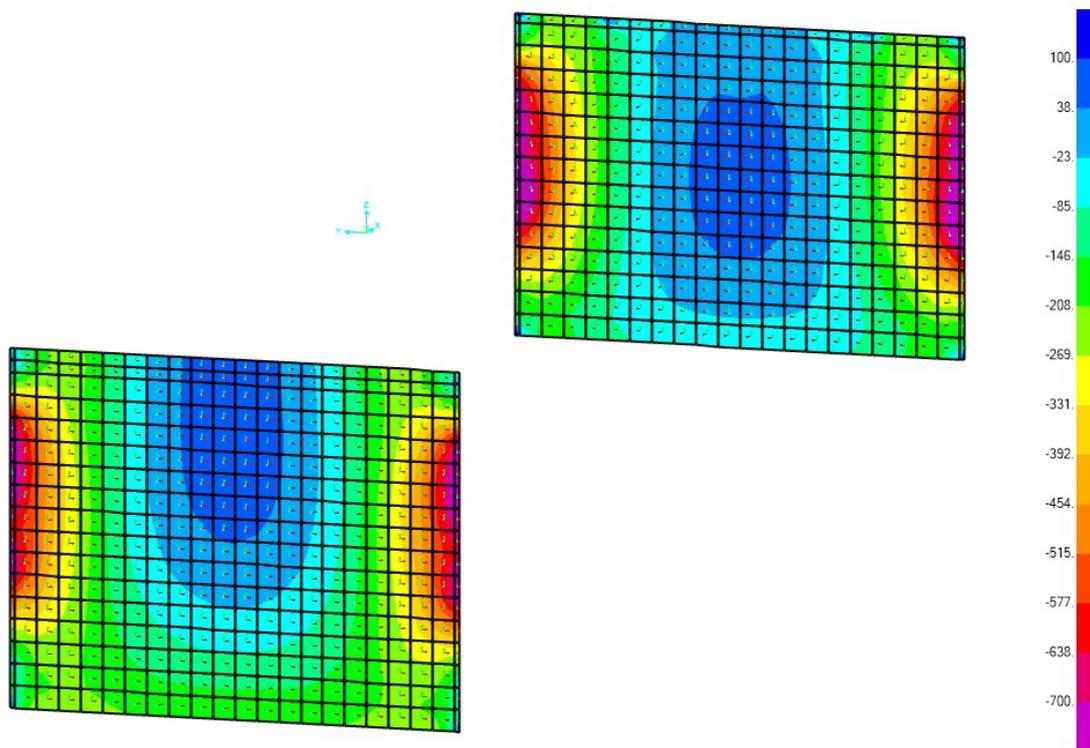


Figura 11.43 Momento flettente M11 massimo - SLU

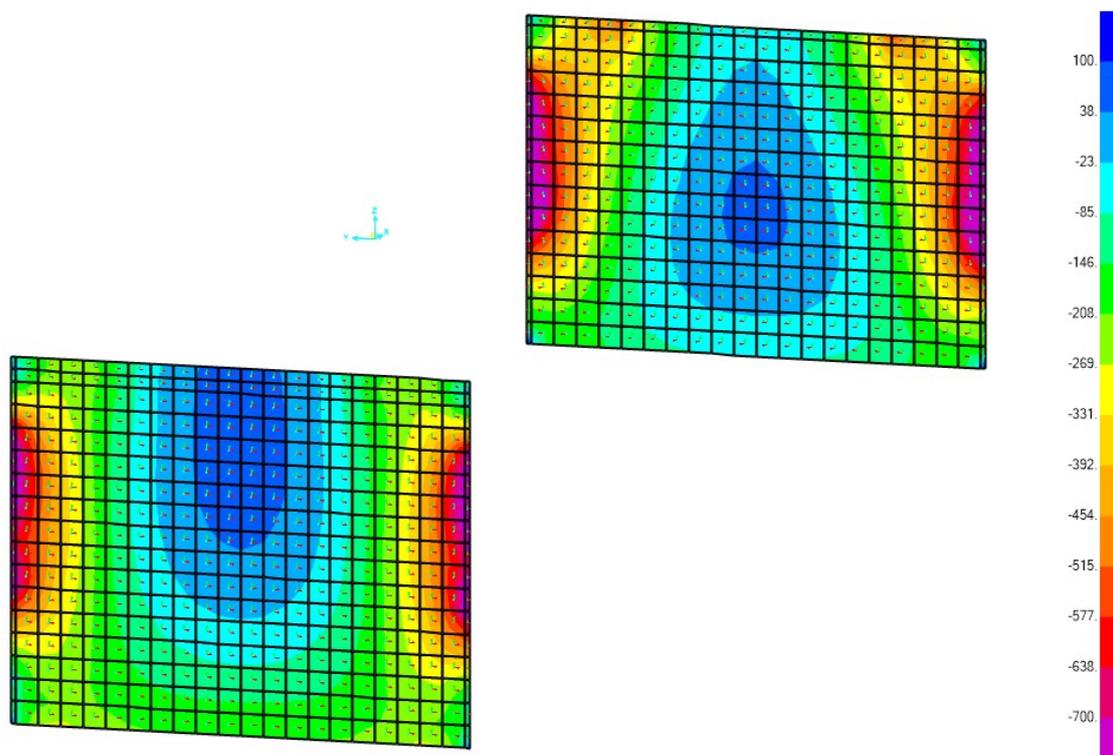


Figura 11.44 Momento flettente M11 minimo - SLU

PROGETTAZIONE ATI:

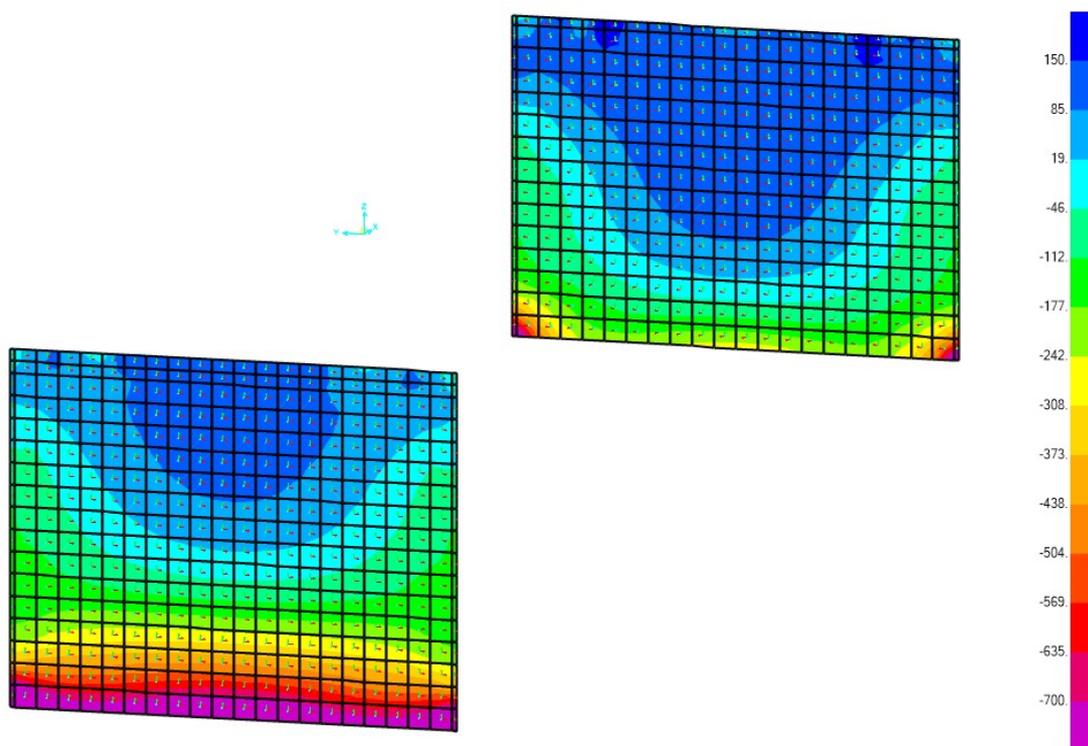


Figura 11.45 Momento flettente M22 massimo - SLU

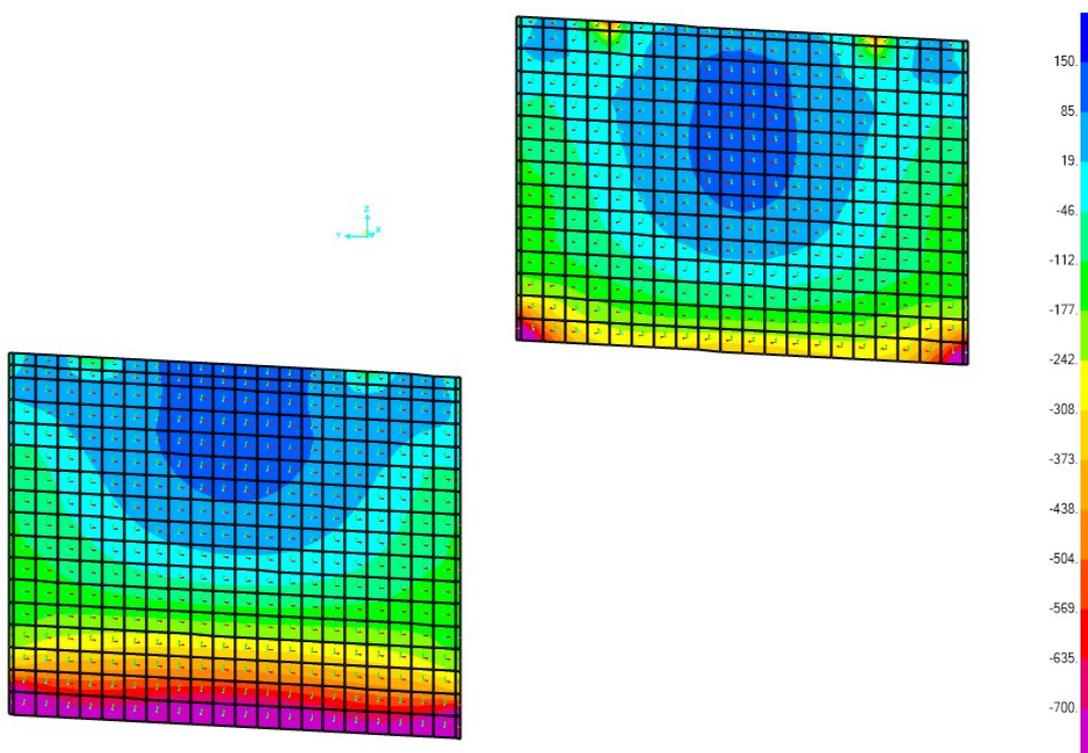


Figura 11.46 Momento flettente M22 minimo - SLU

PROGETTAZIONE ATI:

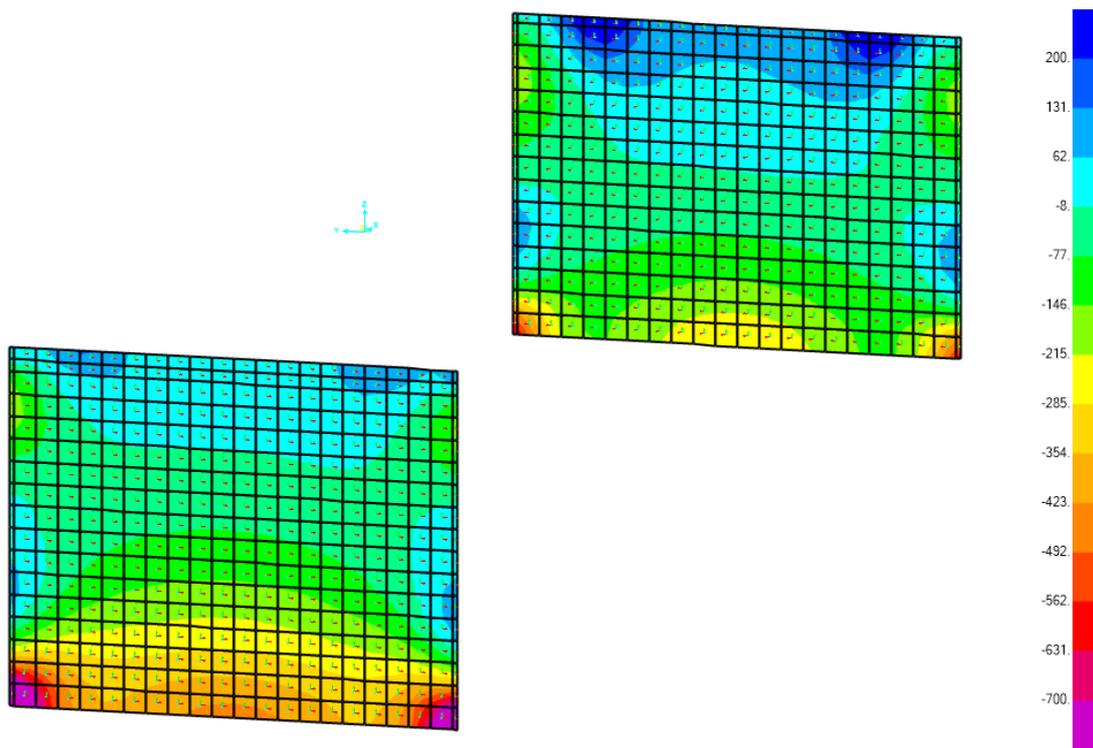


Figura 11.47 Taglio V23 massimo - SLU

11.2.1.2. Muri andatori

Di seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni allo Stato Limite Ultimo dei muri più sollecitati di entrambe le spalle.

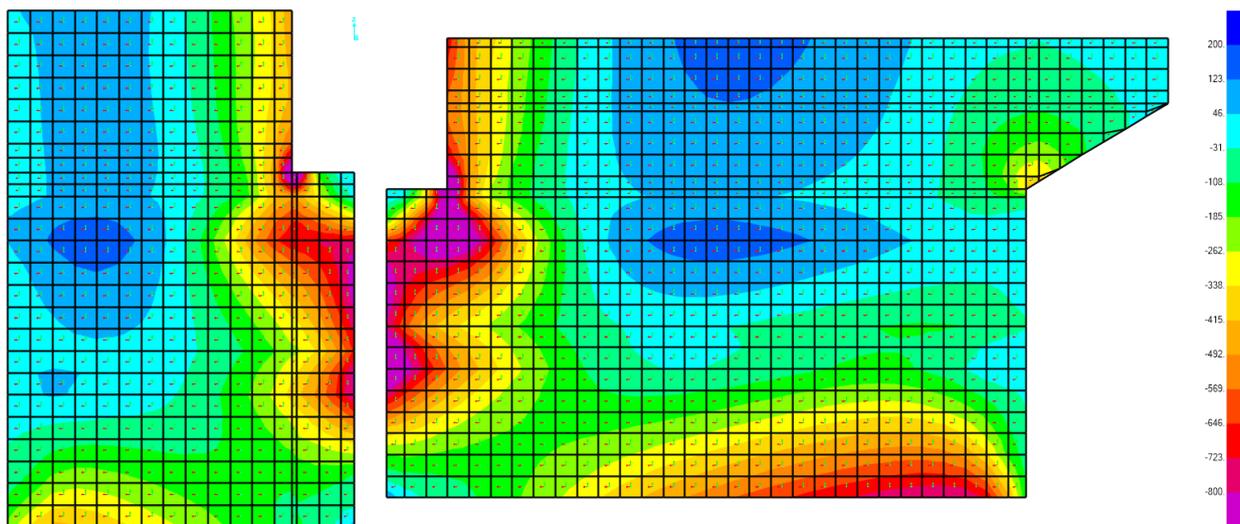


Figura 11.48 Momento flettente M11 massimo - SLU

PROGETTAZIONE ATI:

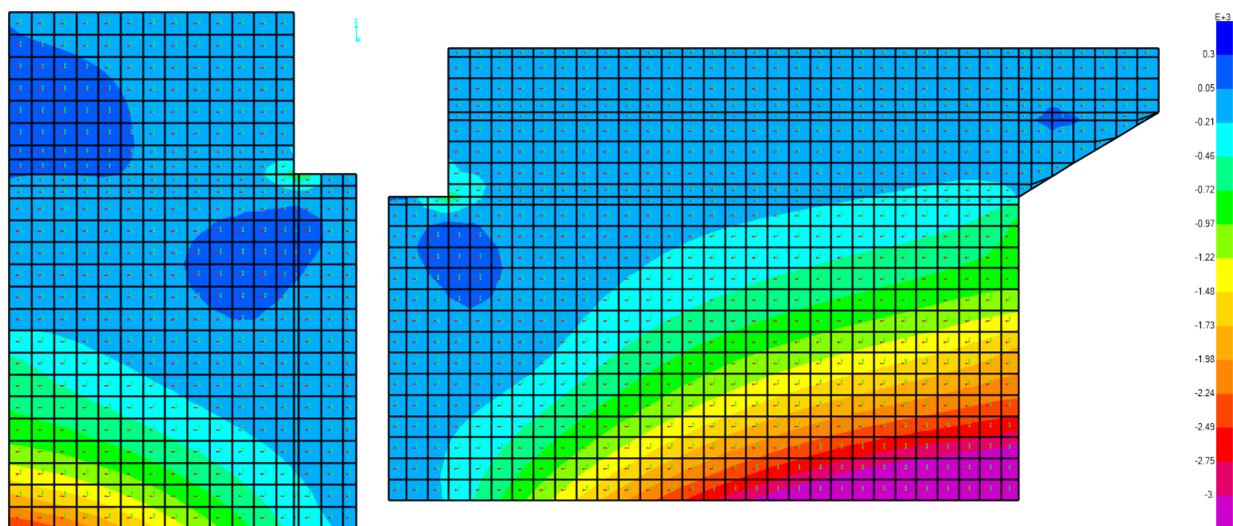


Figura 11.49 Momento flettente M22 massimo - SLU

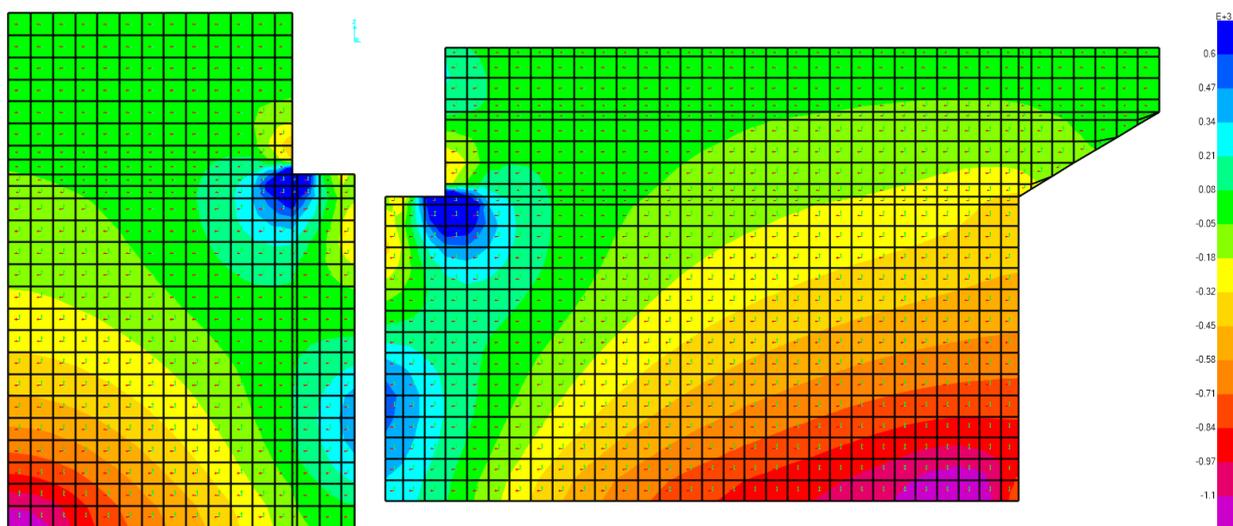


Figura 11.50 Taglio V23 massimo - SLU

11.2.1.3. Paraghiaia

Di seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni allo Stato Limite Ultimo dei paraghiaia di entrambe le spalle.

PROGETTAZIONE ATI:

CAVALCAVIA ASSE PRINCIPALE SVINCOLO CAPOTERRA-CASIC – RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE

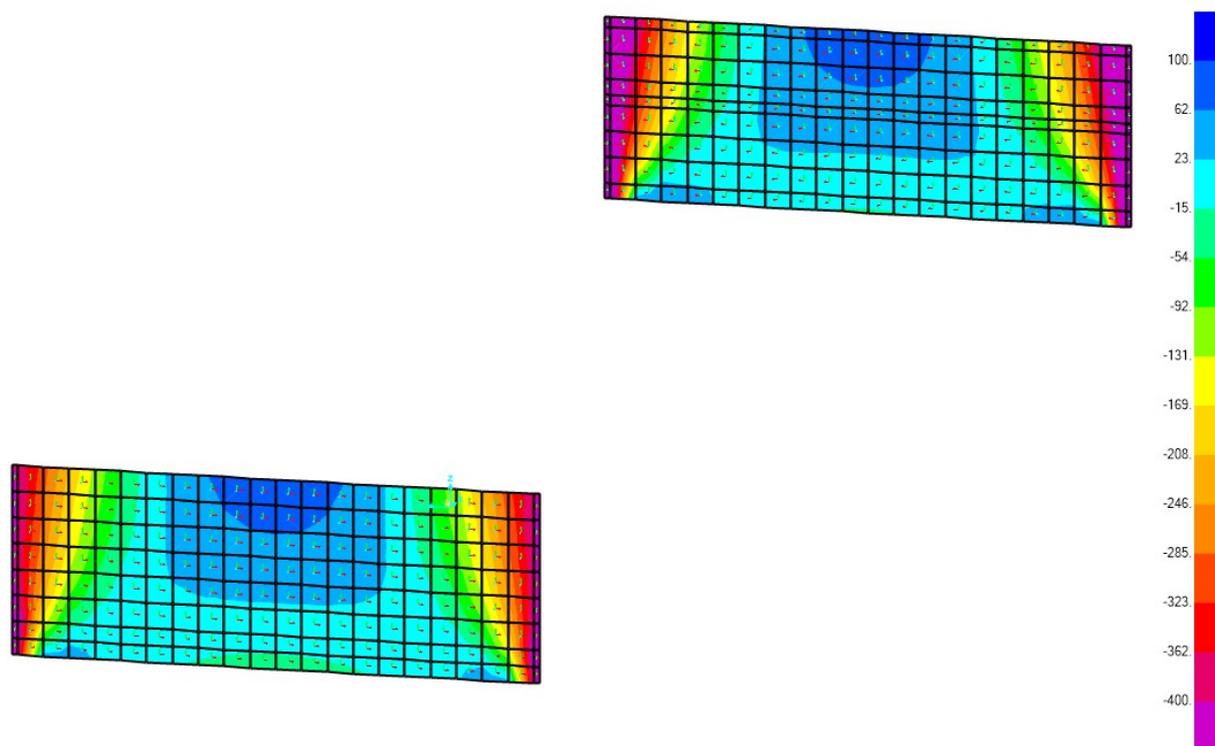


Figura 11.51 Momento flettente M11 massimo - SLU

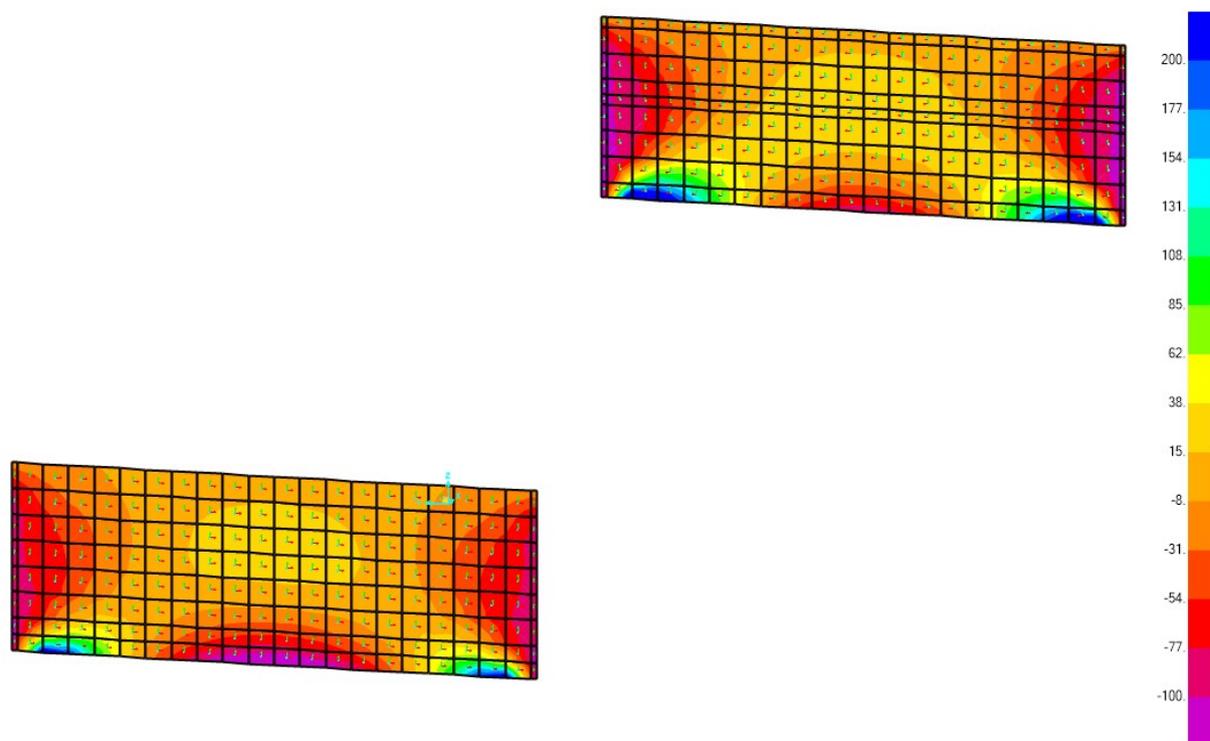


Figura 11.52 Momento flettente M22 massimo - SLU

PROGETTAZIONE ATI:

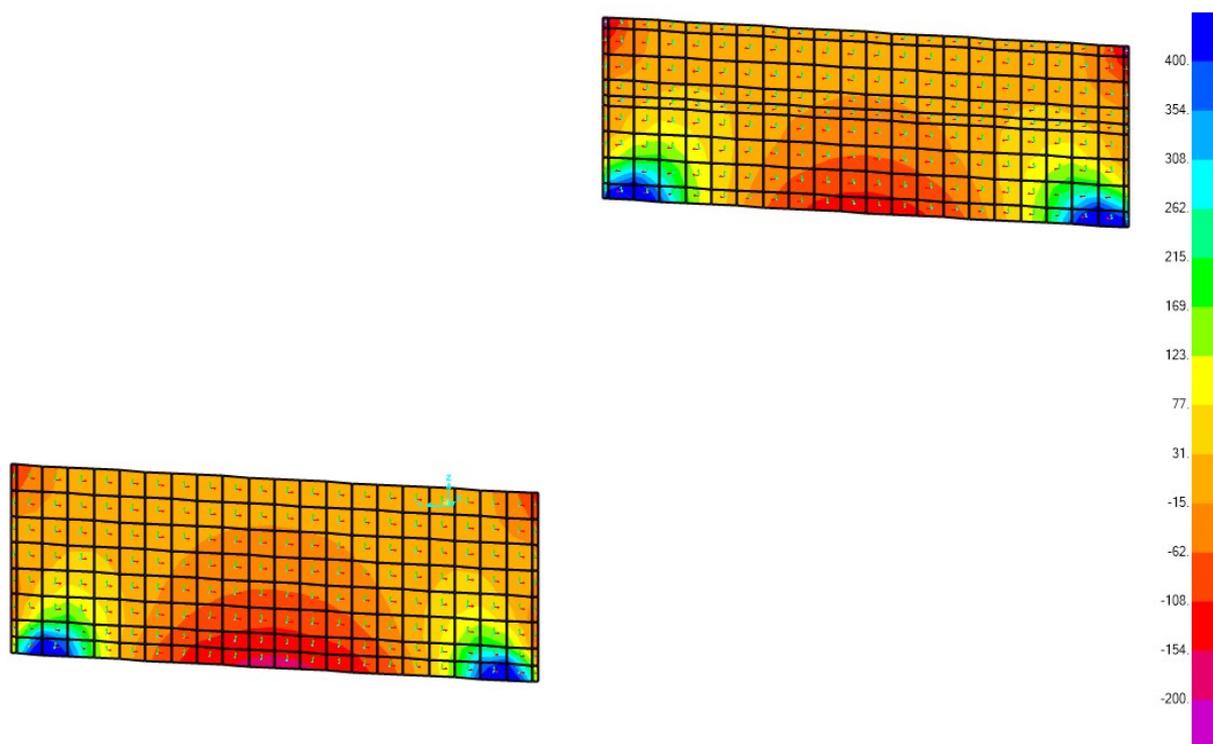


Figura 11.53 Taglio V23 massimo - SLU

11.2.2. STATO LIMITE DI ESERCIZIO

11.2.2.1. Muri frontali

Di seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni agli Stati Limite di Esercizio dei muri frontali di entrambe le spalle.

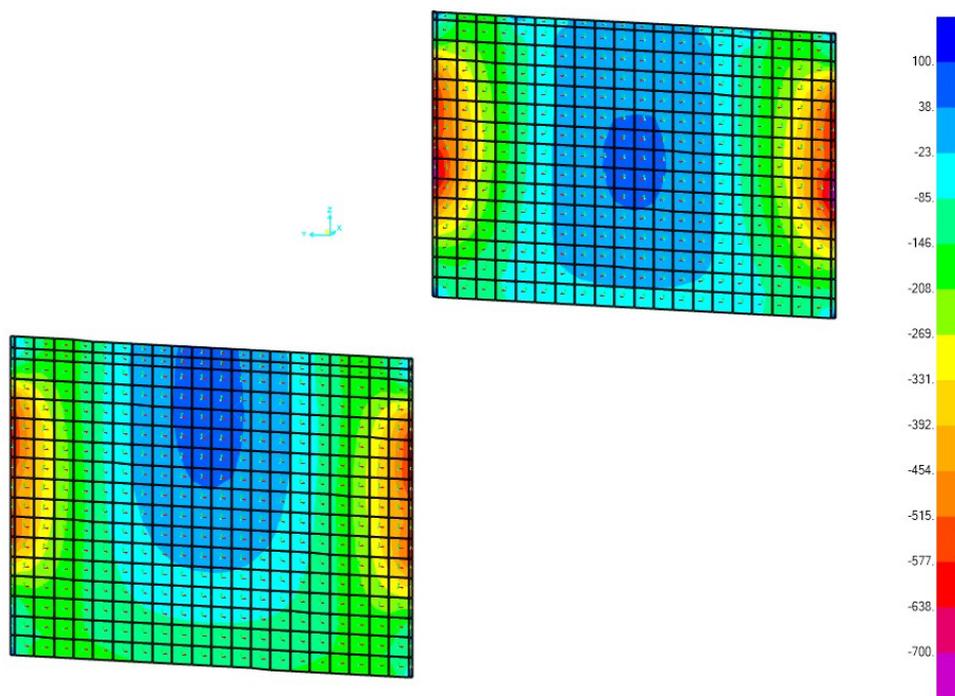


Figura 11.54 Momento flettente M11 - SLE

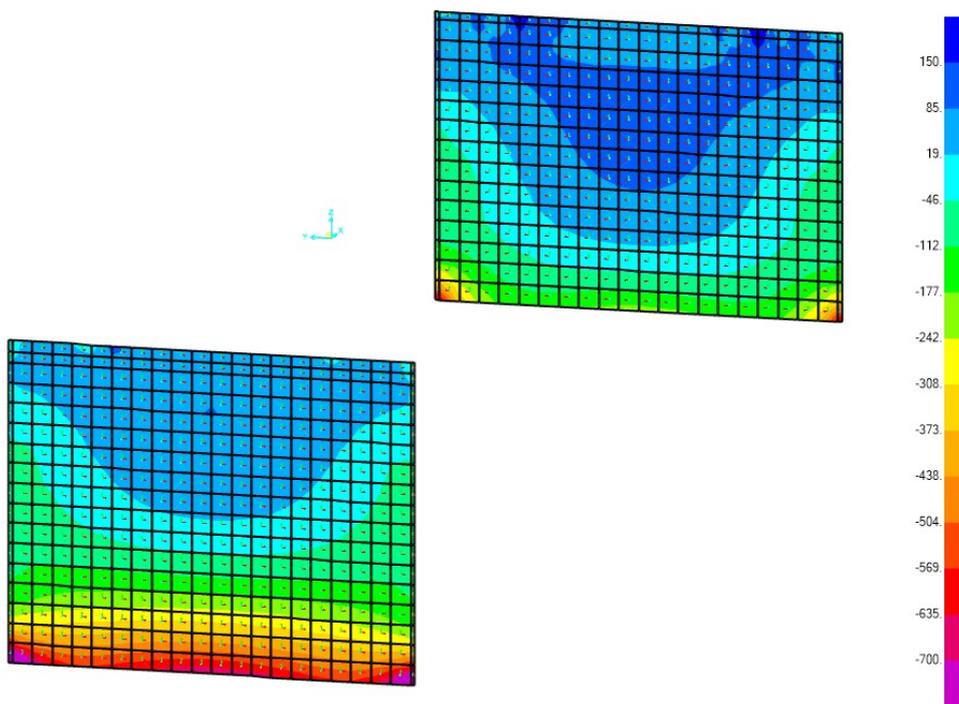


Figura 11.55 Momento flettente M22 - SLE

11.2.2.2. Muri andatori

Di seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni agli Stato Limite di Esercizio dei muri più sollecitati di entrambe le spalle: il muro andatore sinistro della spalla sinistra e il muro sinistro della spalla destra.

PROGETTAZIONE ATI:

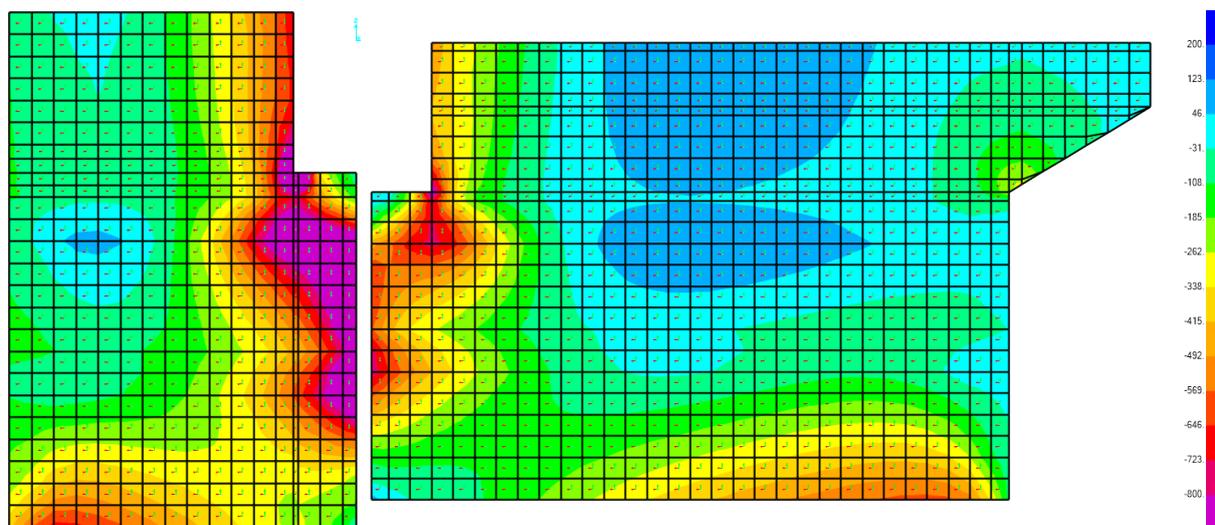


Figura 11.56 Momento flettente M11 - SLE

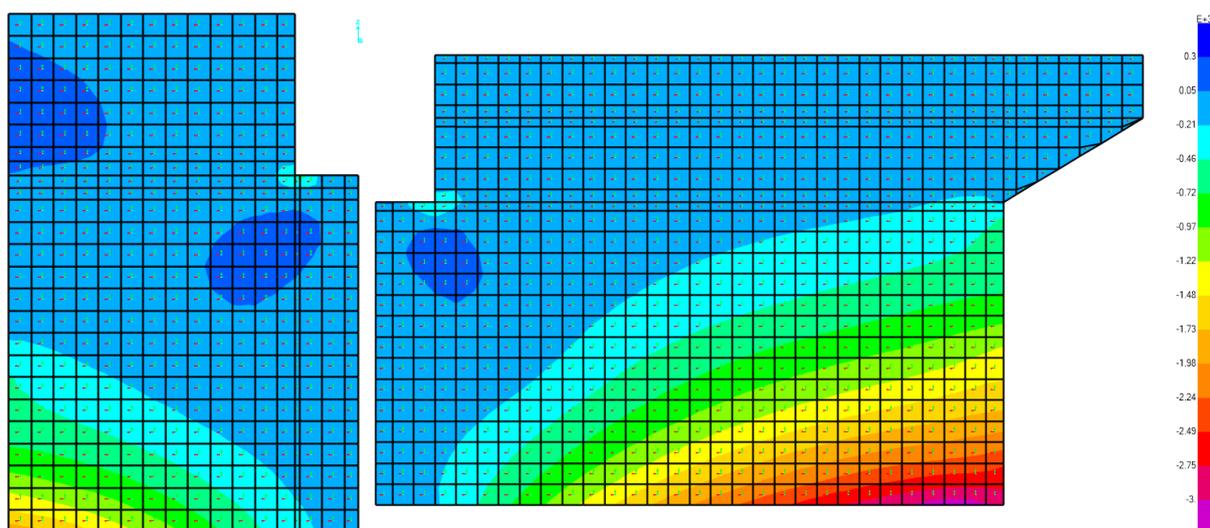


Figura 11.57 Momento flettente M22 - SLE

11.2.2.3. Paraghiaia

Di seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni agli Stati Limite di Esercizio dei paraghiaia di entrambe le spalle.

PROGETTAZIONE ATI:

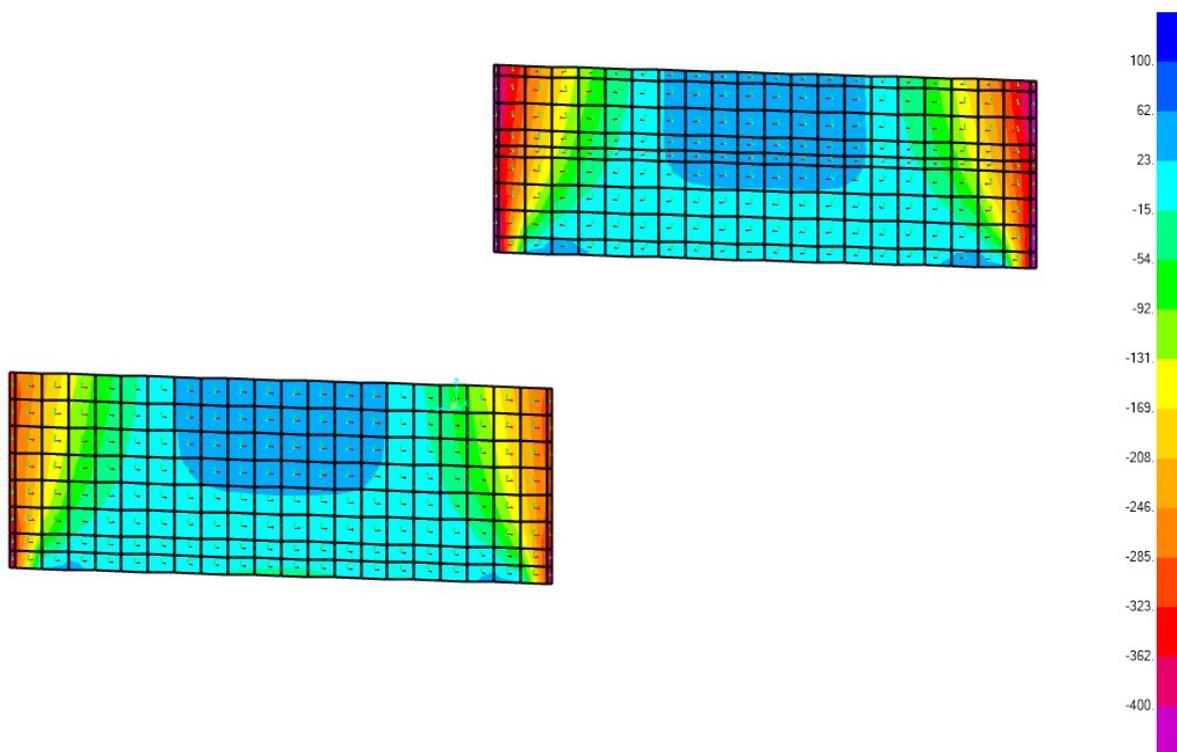


Figura 11.58 Momento flettente M11 - SLE

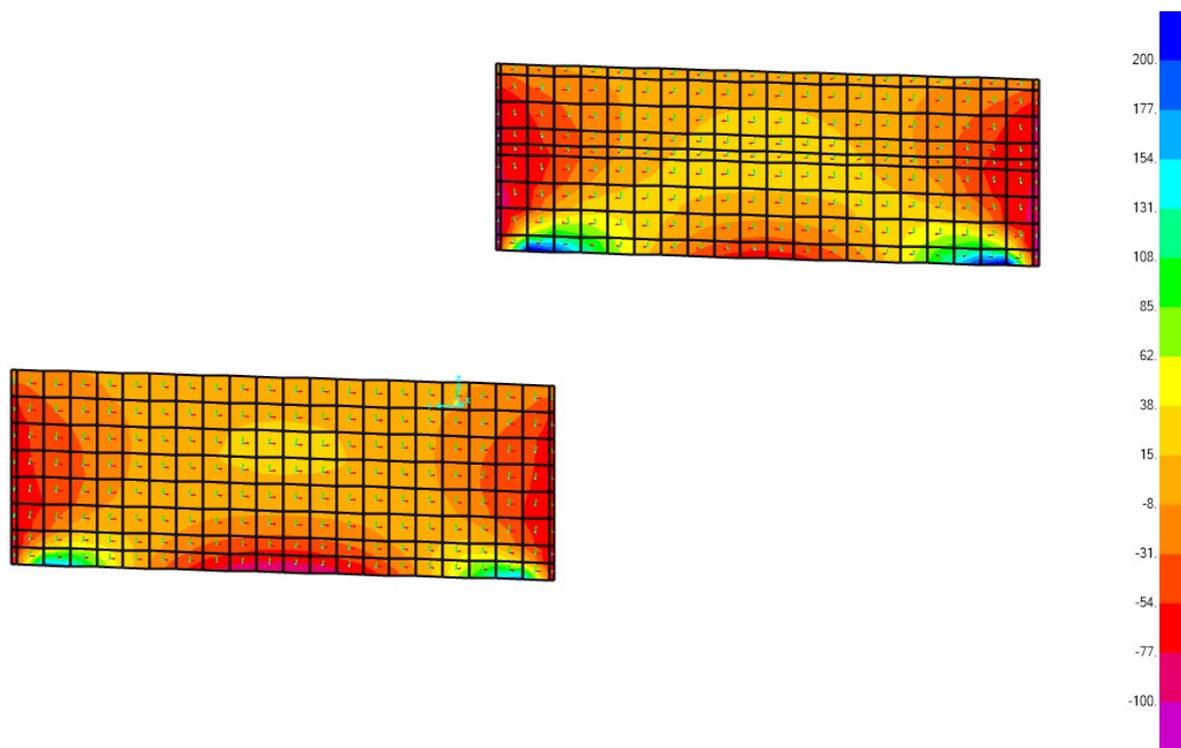


Figura 11.59 Momento flettente M22 - SLE

PROGETTAZIONE ATI:

12. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

Per poter validare la correttezza dei risultati ottenuti mediante l'analisi svolta mediante il software di calcolo agli elementi finiti SAP2000 v24.1.0 sono stati effettuati alcuni calcoli speditivi.

Il primo check effettuato riguarda il valore della reazione in corrispondenza della spalla SP1 del viadotto; il valore calcolato (di seguito) "manualmente" è stato confrontato con quanto ottenuto dall'analisi FEM.

Il calcolo è eseguito per una trave semplicemente appoggiate. Si considera quindi per i carichi ripartiti una lunghezza di influenza pari a metà della luce:

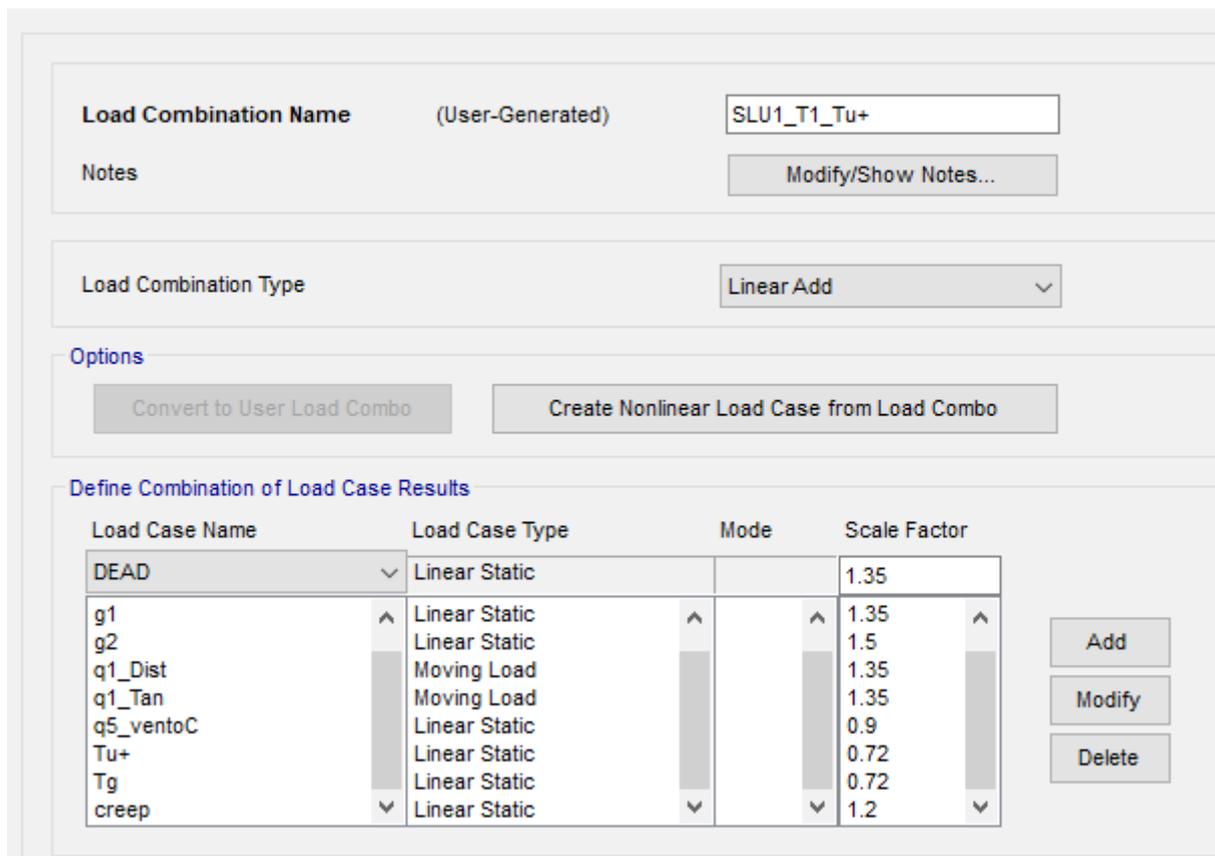
$$L_{inf} = L/2=20m$$

Considerando i carichi tandem, il massimo carico sulla spalla si ottiene quando si ha la presenza simultanea dei carichi tandem sulle corsie convenzionali, da cui $N_{tand}=1200kN$.

Il carico distribuito sulle corsie convenzionali è pari a $q_{dist}=42kN/m$, da cui il carico si ottiene un carico sulla spalla pari a $N_{dist}=q_{dist} \cdot L_{inf}=840kN$.

Si prende come riferimento dal programma di calcolo la prima combinazione di carico allo SLU, riportata in figura

S Load Combination Data



Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Mode	Scale Factor
DEAD	Linear Static		1.35
g1	Linear Static		1.35
g2	Linear Static		1.5
q1_Dist	Moving Load		1.35
q1_Tan	Moving Load		1.35
q5_ventoC	Linear Static		0.9
Tu+	Linear Static		0.72
Tg	Linear Static		0.72
creep	Linear Static		1.2

Figura 12.60 Combinazione SLU1

Si confrontano quindi i risultati applicando tali coefficienti (il vento e la temperatura sono ininfluenti ai fini di questa verifica)

PROGETTAZIONE ATI:

	N_k	γ	N_d
G ₁ + G ₂	2987	1.35	4032
N _{dist}	840	1.35	1134
N _{landN}	1200	1.35	1620
Totale			6786

S Joint Reactions in Joint Local CoordSys ×

Joint Object	29	Joint Element	29
	1	2	3
Force	2457.6	-261.72	6779.778
Moment	4998.804	0.	-7372.8

Figura 12.61 Reazione verticale per SLU1

La differenza tra le due reazioni è pari allo 0.10%, margine assolutamente tollerabile.

Nei paragrafi successivi sono riportati i principali risultati dell'analisi strutturale dell'opera espressi in termini di: modi di vibrare, deformate modali, distribuzioni delle sollecitazioni e deformate in condizioni non sismiche e sismiche.

13. VERIFICA DELLE STRUTTURE IN ELEVAZIONE

13.1. VERIFICHE DEI MURI DI SPALLA AGLI SLU

13.1.1. MURI FRONTALI

Si prescrive una maglia armatura di $\varnothing 22/15\text{cm}$ con un momento resistente di 1183kNm/m .
Per il taglio si effettua una verifica per elementi senza armature trasversali resistenti a taglio.

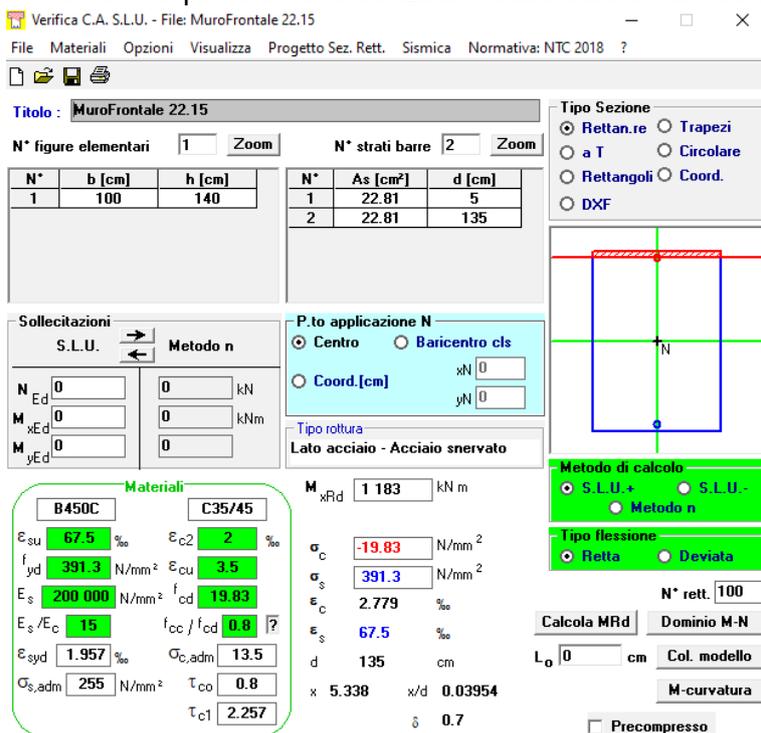


Figura 13.62 Verifica momento resistente

Geometria

<u>Sezione</u>	Larghezza minima sezione	$b_w =$	1000	mm
	Altezza sezione	$H =$	1400	mm
	Copriferro netto	$c =$	40	mm
	Dist. asse armatura long.	$c' =$	51	mm
	Altezza utile sezione	$d =$	1349	mm
	Area cls	$A_c =$	14000	cm ²
<u>Arm.Long.</u>	Armatura longitudinale tesa	$A_{sl} =$	22.81	cm ²

Materiali

<u>Cls</u>	Classe di Resistenza cls		C35/45	
	Res. caratt. cubica a compr. cls	$R_{ck} =$	45.00	MPa
	Res. caratt. cilind. a compr. cls	$f_{ck} =$	37.35	MPa
	Coeff. parziale sicurezza cls	$\gamma_c =$	1.5	
	Res. di progetto cls	$f_{cd} =$	21.17	MPa
	Res. a compr. ridotta ($f' = 0,5 f'_{cd}$)	$f'_{cd} =$	10.58	MPa
<u>Acciaio</u>	Tens. caratt. snerv. acc.	$f_{yk} =$	450.0	MPa
	Coeff. parziale sicurezza acc.	$\gamma_s =$	1.15	
	Res. calcolo acc.	$f_{yd} =$	391.3	MPa

Resistenza a taglio $V_{Rd} = \{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$

$K = 1 + (200/d)^{1/2}$	$k =$	1.385	≤ 2	
$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot x \cdot d)$	$\rho_l =$	0.0017	≤ 0.02	
Tens. media compr. sez. $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$	$\sigma_{cp} =$	0.000	MPa	$\leq 0,2 f_{cd} = 4.23$ MPa
$v_{min} = 0,035 \times K^{1,5} \times f_{ck}^{0,5}$	$v_{min} =$	0.349	MPa	
V_{Rd}	$V_{Rd} =$	414.4	kN	
$V_{Rd,min} = (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	$V_{Rd,min} =$	470.3	kN	

Resistenza a Taglio $V_{Rd} = 470.3$ kN $>$ $400.0 = V_{Ed}$

Esito Verifica

$V_{Rd} \geq V_{Ed}$ Verifica soddisfatta $V_{Rd}/V_{Ed} = 1.18$

Le verifiche risultano soddisfatte.

13.1.2. MURI ANDATORI

Si prescrive una maglia armatura di $\varnothing 22/20$ cm per un momento resistente di 937.4 kNm/m.
Per la sezione di base si prevede un infittimento con $\varnothing 22/10$ cm per un momento resistente di 2309 kNm/m.

Inoltre si dispongono degli spilli $9\varnothing 12/m^2$ per resistere al taglio.

CAVALCAVIA ASSE PRINCIPALE SVINCOLO CAPOTERRA-CASIC – RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE

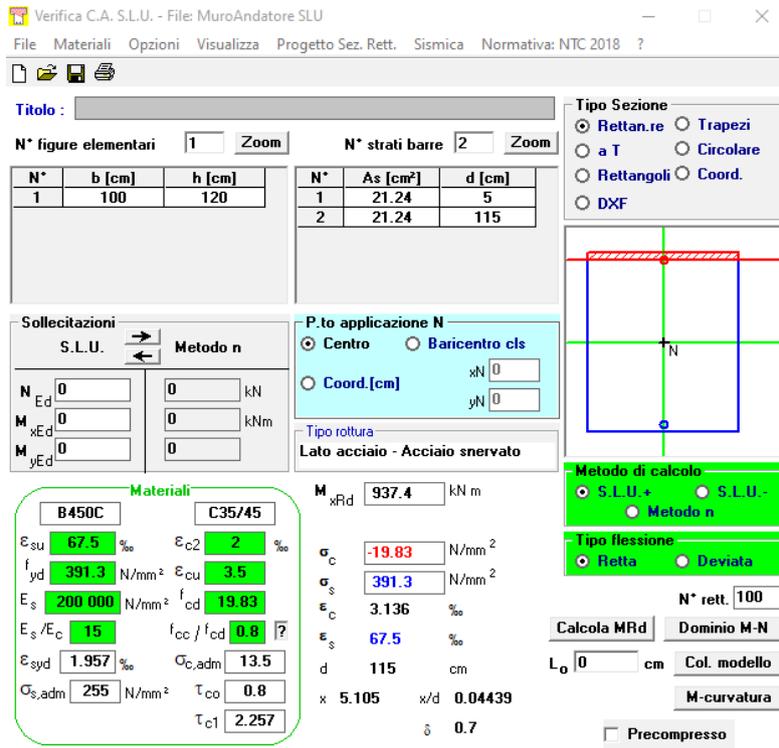


Figura 13.63 Verifica momento resistente

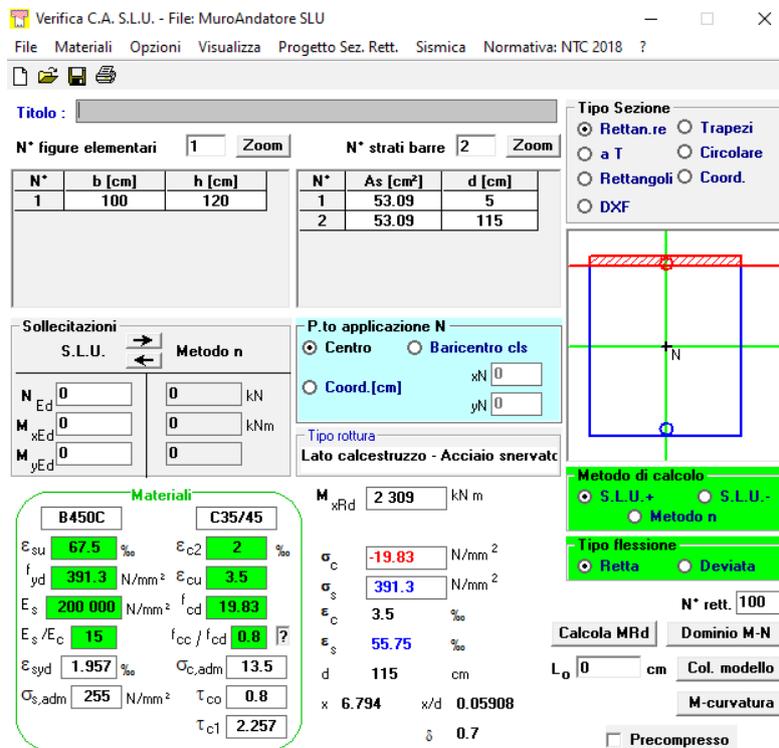


Figura 13.64 Verifica momento resistente – zona di infittimento

PROGETTAZIONE ATI:

Geometria

<u>Sezione</u>	Larghezza minima sezione	$b_w =$	1000	mm
	Altezza sezione	$H =$	1200	mm
	Copriferro netto	$c =$	40	mm
	Dist. asse armatura long.	$c' =$	51	mm
	Altezza utile sezione	$d =$	1149	mm
	Area cls	$A_c =$	12000	cm ²
<u>Arm.Long.</u>	Armatura longitudinale tesa	$A_{sl} =$	34.21	cm ²
<u>Arm.Trasv.</u>	Area ferro staffe	$A_{fst} =$	1.131	cm ²
	n° bracci staffe	$n_b =$	3	
	Area arm. trasv.	$A_{sw} =$	3.39	cm ²
	Passo arm. trasv.	$s =$	30	cm
	Ang. incl. arm. trasv. Risp. asse trave	$a =$	90	°
		$\cotga =$	0.00	
		$\cotgq =$	2.50	
		$\sina =$	1.00	

Materiali

<u>Cls</u>	Classe di Resistenza cls		C35/45	
	Res. caratt. cubica a compr. cls	$R_{ck} =$	45.00	MPa
	Res. caratt. cilind. a compr. cls	$f_{ck} =$	37.35	MPa
	Coeff. parziale sicurezza cls	$\gamma_c =$	1.5	
	Res. di progetto cls	$f_{cd} =$	21.17	MPa
	Res. a compr. ridotta ($f' = 0,5 f'_{cd}$)	$f'_{cd} =$	10.58	MPa
<u>Acciaio</u>	Tens. caratt. snerv. acc.	$f_{yk} =$	450.0	MPa
	Coeff. parziale sicurezza acc.	$\gamma_s =$	1.15	
	Res. calcolo acc.	$f_{yd} =$	391.3	MPa

Resistenza di calcolo a "taglio trazione"

$$V_{Rsd} = 0,90 * d * A_{sw} / s * f_{yd} * (\cotg a + \cotg J) * \sin a$$

$$V_{Rsd} = 1144.1 \text{ kN}$$

Resistenza di calcolo a "taglio compressione"

$$V_{Rcd} = 0,90 * d * b_w * a_c * f'_{cd} * (\cotg a + \cotg q) / (1 + \cotg^2 J)$$

$$V_{Rcd} = 3773.6 \text{ kN}$$

Resistenza a Taglio

$$V_{Rd} = 1144.1 \text{ kN} > 1100.0 = V_{Ed}$$

Esito Verifica

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

Verifica soddisfatta

$$V_{Rd}/V_{Ed} = 1.04$$

Le verifiche risultano soddisfatte

PROGETTAZIONE ATI:

13.1.3. PARAGHIAIA

Si effettuano verifiche locali relative al paraghiaia secondo quanto riportato nella circolare esplicativa delle NTC2018 al C5.1.3.3.5.2:

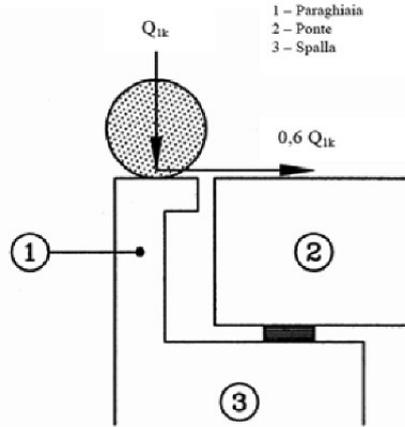


Figura C5.1.1 - Carichi da traffico su muri paraghiaia

Si prescrive un armatura verticale di $\varnothing 22/10\text{cm}$ che garantisce un momento resistente di 425.7kNm/m .

Inoltre si dispongono degli spilli $9\varnothing 16/\text{m}^2$ per resistere al taglio.

Verifica C.A. S.L.U. - File: MuroParaghiaia 22.10

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: MuroParaghiaia 22.10

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	34.21	5
			2	34.21	35

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 425.7 kNm

Materiali

B450C		C35/45	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200 000 N/mm²	f_{cd}	19.83
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.8
		τ_{c1}	2.257

Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

M-curvatura

Precompresso

Figura 13.65 Verifica momento resistente

Geometria

<u>Sezione</u>	Larghezza minima sezione	$b_w =$	1000	mm
	Altezza sezione	$H =$	400	mm
	Copriferro netto	$c =$	40	mm
	Dist. asse armatura long.	$c' =$	51	mm
	Altezza utile sezione	$d =$	349	mm
	Area cls	$A_c =$	4000	cm ²
<u>Arm.Long.</u>	Armatura longitudinale tesa	$A_{sl} =$	34.21	cm ²
<u>Arm.Trasv.</u>	Area ferro staffe	$A_{fst} =$	2.011	cm ²
	n° bracci staffe	$n_b =$	3	
	Area arm. trasv.	$A_{sw} =$	6.03	cm ²
	Passo arm. trasv.	$s =$	30	cm
	Ang. incl. arm. trasv. Resp. asse trave	$a =$	90	°
		$\cotga =$	0.00	
		$\cotgq =$	2.50	
		$\sina =$	1.00	

Materiali

<u>Cls</u>	Classe di Resistenza cls		C35/45	
	Res. caratt. cubica a compr. cls	$R_{ck} =$	45.00	MPa
	Res. caratt. cilind. a compr. cls	$f_{ck} =$	37.35	MPa
	Coeff. parziale sicurezza cls	$\gamma_c =$	1.5	
	Res. di progetto cls	$f_{cd} =$	21.17	MPa
	Res. a compr. ridotta ($f' = 0,5 f'_{cd}$)	$f'_{cd} =$	10.58	MPa
<u>Acciaio</u>	Tens. caratt. snerv. acc.	$f_{yk} =$	450.0	MPa
	Coeff. parziale sicurezza acc.	$\gamma_s =$	1.15	
	Res. calcolo acc.	$f_{yd} =$	391.3	MPa

Resistenza di calcolo a "taglio trazione"

$$V_{Rsd} = 0,90 * d * A_{sw} / s * f_{yd} * (\cotg a + \cotg J) * \sin a$$

$$V_{Rsd} = 617.8 \text{ kN}$$

Resistenza di calcolo a "taglio compressione"

$$V_{Rcd} = 0,90 * d * b_w * a_c * f'_{cd} * (\cotg a + \cotg q) / (1 + \cotg^2 J)$$

$$V_{Rcd} = 1146.2 \text{ kN}$$

Resistenza a Taglio

$$V_{Rd} = 617.8 \text{ kN} > 400.0 = V_{Ed}$$

Esito Verifica

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad \text{Verifica soddisfatta} \quad V_{Rd}/V_{Ed} = 1.54$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

PROGETTAZIONE ATI:

13.2. VERIFICHE DEI MURI DI SPALLA AGLI SLE

13.2.1. MURI FRONTALI

Allo stato limite caratteristico le massime sollecitazioni risultano $M=600\text{kNm}$ e $N=1700\text{kN}$

Verifica C.A. S.L.U. - File: MuroFrontale SLE

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

TITOLO : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	140	1	22.81	5
			2	22.81	135

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 1700 kN
M_{Ed} 600 kNm
M_{xEd}
M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Materiali
B450C C35/45

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 19.83
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 E_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13.5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

σ_c -2.88 N/mm²
 σ_s 8.474 N/mm²
 ϵ_s 0.04237 ‰
d 135 cm
x 112.9 x/d 0.836
 δ 1

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Verifica
N° iterazioni:
 Precompresso

Figura 13.66 Verifica alle tensioni – combinazione Rara

CAVALCAVIA ASSE PRINCIPALE SVINCOLO CAPOTERRA-CASIC – RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE

Verifica C.A. S.L.U. - File: MuroFrontale SLE

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	140	1	22.81	5
			2	22.81	135

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰	σ_c	-2.532 N/mm ²
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰	σ_s	2.056 N/mm ²
E_s	200 000 N/mm ²	f_{cd}	19.83	ϵ_s	0.01028 ‰
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8	d	135 cm
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13.5	x	128.1 x/d 0.9486
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.8	δ	1
		τ_{c1}	2.257		

Verifica N° iterazioni:

Precompresso

Figura 13.67 Verifica alle tensioni – combinazione Quasi Permanente

Le tensioni rientrano nei limiti di normativa.
Si procede quindi alla verifica a fessurazione

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	
Larghezza della sezione	
Altezza utile della sezione	
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	
Ricoprimento dell'armatura	
<u>Armatura tesa ordinaria</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	
<u>Armatura tesa di infittimento</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	

Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck} 35 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm} 3.2 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm} 34077 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk} 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s 210000 [MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s 2.056 [MPa]
Asse neutro della sezione	x 1281 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e 6.16 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s 2281 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff.1}$ 112500 [mm ²] $A_{c,eff.2}$ 39667 [mm ²] $A_{c,eff.3}$ 700000 [mm ²] $A_{c,eff.min}$ 39667 [mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ 0.02086 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ 3.2 [MPa]
Fattore di durata del carico	k_t 0.4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ 0.00034 [-] $[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.}$ -0.000274 [-] $[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ 0.00034 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s 100 [mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq} 22.00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$ 230 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1 0.800 [-] k_2 0.500 [-] k_3 3.400 [-] k_4 0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max.1}$ 298 [mm] $s_{r,max.2}$ 426 [mm] $s_{r,max}$ 298 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$ 0.20 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k 0.01 [mm]

Figura 13.68 Verifica a fessurazione – combinazione Frequente

La verifica risulta soddisfatta indirettamente anche per la combinazione Quasi Permanente.

13.2.2. MURI ANDATORI

Allo stato limite caratteristico le massime sollecitazioni risultano $M=1800\text{kNm}$ e $N=1700\text{kN}$

Verifica C.A. S.L.U. - File: MuroAndatore SLE

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo : _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	34.21	5
2	34.21	115

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Verifica
 N° iterazioni: 4
 Precompresso

Materiali

B450C		C35/45	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200 000 N/mm²	f_{cd}	19.83
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.8
		τ_{c1}	2.257

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

σ_c -10.55 N/mm²
 σ_s 281 N/mm²
 ϵ_s 1.405 ‰
 d 115 cm
 x 41.43 x/d 0.3603
 δ 0.8903

Figura 13.69 Verifica alle tensioni – combinazione Rara

Verifica C.A. S.L.U. - File: MuroAndatore SLE

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo : _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	34.21	5
2	34.21	115

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Verifica
 N° iterazioni: 4
 Precompresso

Materiali

B450C		C35/45	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200 000 N/mm²	f_{cd}	19.83
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.8
		τ_{c1}	2.257

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

σ_c -8.811 N/mm²
 σ_s 203.6 N/mm²
 ϵ_s 1.018 ‰
 d 115 cm
 x 45.27 x/d 0.3936
 δ 0.932

PROGETTAZIONE ATI:

Figura 13.70 Verifica alle tensioni – combinazione Quasi Permanente

Le tensioni rientrano nei limiti di normativa.
Si procede quindi alla verifica a fessurazione

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	
Larghezza della sezione	
Altezza utile della sezione	
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	
Ricoprimento dell'armatura	
<u>Armatura tesa ordinaria</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	
<u>Armatura tesa di infittimento</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	

Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck} 35 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm} 3.2 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{ctm} 34077 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk} 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s 210000 [MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s 203.6 [MPa]
Asse neutro della sezione	x 452.7 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e 6.16 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s 3421 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff.1}$ 112500 [mm ²]
	$A_{c,eff.2}$ 249100 [mm ²]
	$A_{c,eff.3}$ 600000 [mm ²]
	$A_{c,eff.min}$ 112500 [mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ 0.03041 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ 3.2 [MPa]
Fattore di durata del carico	k_t 0.4 [-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ 0.000582 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.}$ 0.000731 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ 0.000731 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s 100 [mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq} 22.00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$ 230 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1 0.800 [-]
	k_2 0.500 [-]
	k_3 3.400 [-]
	k_4 0.425 [-]
<u>Distanza massima tra le fessure</u>	$s_{r,max1}$ 242 [mm]
	$s_{r,max2}$ 971 [mm]
	$s_{r,max}$ 242 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$ 0.20 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k 0.18 [mm]

Figura 13.71 Verifica a fessurazione – combinazione Frequente

La verifica risulta soddisfatta indirettamente anche per la combinazione Quasi Permanente.

13.2.3. PARAGHIAIA

Allo stato limite caratteristico le massime sollecitazioni risultano $M=350$ e $N=1700$ kN

The screenshot shows a software window titled "Verifica C.A. S.L.U. - File: MuroParaghiaia SLE". It contains several input and output panels:

- Titolo:** MuroParaghiaia SLE
- N° figure elementari:** 1
- N° strati barre:** 2
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	34.21	5
2	34.21	35
- Sollecitazioni (S.L.U.):**
 - N_{Ed} : 1700 kN
 - M_{Ed} : 350 kNm
 - M_{yEd} : 0
- Materiali:**
 - B450C:** ϵ_{su} : 67.5‰, f_{yd} : 391.3 N/mm², E_s : 200 000 N/mm², ϵ_s/E_c : 15, $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm²
 - C35/45:** ϵ_{c2} : 2‰, ϵ_{cu} : 3.5, f_{cd} : 19.83, f_{cc}/f_{cd} : 0.8, $\sigma_{c,adm}$: 13.5, τ_{co} : 0.8, τ_{c1} : 2.257
- P.to applicazione N:** Centro
- Stress Results:**
 - σ_c : -14.32 N/mm²
 - σ_s : 127.9 N/mm²
 - ϵ_s : 0.6397‰
 - x : 21.93 cm, x/d : 0.6267
 - δ : 1
- Verifica:** N° iterazioni: 4
- Metodo di calcolo:** Metodo n

Figura 13.72 Verifica alle tensioni – combinazione Rara

CAVALCAVIA ASSE PRINCIPALE SVINCOLO CAPOTERRA-CASIC – RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE

Verifica C.A. S.L.U. - File: MuroParaghiaia SLE

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	34.21	5
2	34.21	35

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 1700 kN
 M_{xEd} 0 200 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
 S.L.U. + S.L.U. -
 Metodo n

Materiali
 B450C C35/45
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 19.83 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 13.5
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

σ_c -8.907 N/mm²
 σ_s 17.62 N/mm²
 ε_s 0.08811 ‰
 d 35 cm
 x 30.92 x/d 0.8835
 δ 1

Verifica
 N° iterazioni: 3
 Precompresso

Figura 13.73 Verifica alle tensioni – combinazione Quasi Permanente

Le tensioni rientrano nei limiti di normativa.
Si procede quindi alla verifica a fessurazione

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	
Larghezza della sezione	
Altezza utile della sezione	
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	
Ricoprimento dell'armatura	
<u>Armatura tesa ordinaria</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	
<u>Armatura tesa di infittimento</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	

Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck} 35 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm} 3.2 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm} 34077 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk} 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s 210000 [MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s 17.62 [MPa]
Asse neutro della sezione	x 309.2 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e 6.16 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s 3421 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff.1}$ 112500 [mm ²] $A_{c,eff.2}$ 30267 [mm ²] $A_{c,eff.3}$ 200000 [mm ²] $A_{c,eff.min}$ 30267 [mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ 0.11304 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ 3.2 [MPa]
Fattore di durata del carico	k_t 0.4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ 0.000050 [-] $[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.}$ -0.000008 [-] $[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ 0.000050 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s 100 [mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq} 22.00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$ 230 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1 0.800 [-] k_2 0.500 [-] k_3 3.400 [-] k_4 0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max.1}$ 152 [mm] $s_{r,max.2}$ 118 [mm] $s_{r,max}$ 152 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$ 0.20 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k 0.01 [mm]

Figura 13.74 Verifica a fessurazione – combinazione Frequente

La verifica risulta soddisfatta indirettamente anche per la combinazione Quasi Permanente.

14. FONDAZIONI

Dal calcolo della capacità portante dei pali di fondazione si ottengono le curve lunghezza-capacità sulla base delle quali è stata proporzionata la fondazione.

Successivamente si riportano sinteticamente i risultati del calcolo della capacità portante orizzontale e della rigidezza assiale e laterale dei pali (impiegate per la modellazione).

Per indicazioni sulle modalità di calcolo della capacità e delle rigidezze si faccia riferimento alla relazione geotecnica.

Carico limite verticale						
Micropalo - Ø240						
L_{palo}	Q_L	$Q_p = 0\% Q_L$	$Q_{LIM,c}$	$Q_{LIM,t}$	$Q_p = 10\% Q_L$	Q_{LIM}
(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
15	1203.3	0.0	1203	1107	120.3	1324
17	1443.9	0.0	1444	1328	144.4	1588
19	1684.6	0.0	1685	1550	168.5	1853
21	1925.3	0.0	1925	1771	192.5	2118
23	2165.9	0.0	2166	1993	216.6	2383
25	2406.6	0.0	2407	2214	240.7	2647

Figura 14.75 Carico limite verticale con e senza il carico alla punta

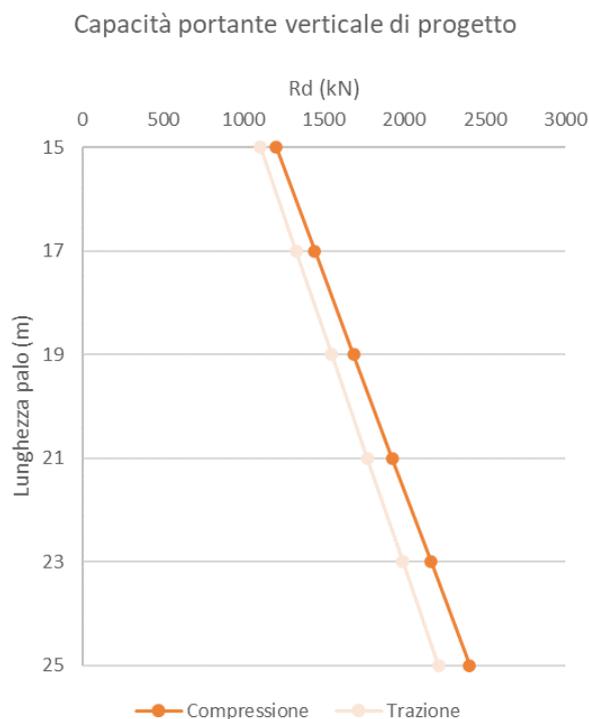


Figura 14.76 Capacità portante di progetto a compressione e a trazione

Carico limite orizzontale			
Micropalo - Ø240			
L_{palo}	M_y	H_m	H_d
(m)	(kNm)	(kN)	(kN)
15	86	123.0	56
17	86	123.0	56
19	86	123.0	56
21	86	123.0	56
23	86	123.0	56
25	86	123.0	56

Figura 14.77 Carico limite orizzontale

Si riportano quindi i valori delle rigidezze del terreno alla Winkler utilizzati nel modello di calcolo:

Valori di k_n di Winkler			
z	n_h	k_n	
(m da p.c.)	(N/cm ³)	(kg/cm ³)	(kN/m ²)
2.50	9.15	9.53	22872
7.50	9.15	28.59	68616
12.50	9.15	47.65	114360
17.50	9.15	66.71	160104
20.00	9.15	76.23	182952

Valori di k_w di Winkler			
L_{palo}	Ø 24 cm		
(m)	(MN/m)	(kg/cm ³)	(kN/m)
15	291	656	290900

I valori appena calcolati vengono quindi inseriti nel programma di calcolo come molle elastiche nelle direzioni rispettive.

L'armatura del micropalo è costituita da un tubolare da 6 pollici (152.4mm) in acciaio S355 dallo spessore di 10mm.

CAVALCAVIA ASSE PRINCIPALE SVINCOLO CAPOTERRA-CASIC – RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE

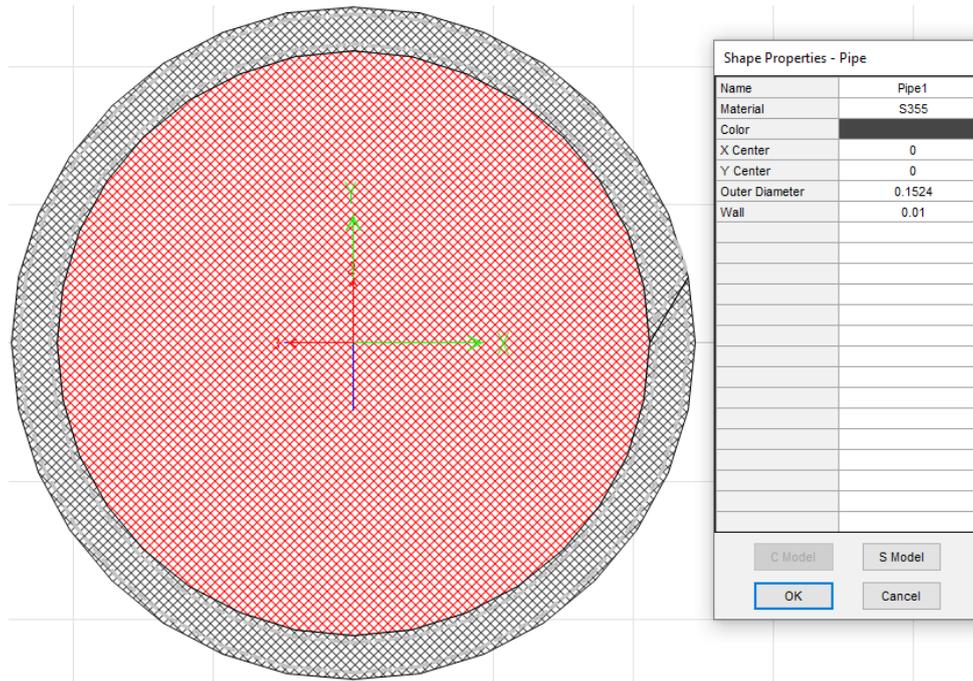


Figura 14.78 Sezione Micropalo

S Property Data

Section Name		Micropali	
Properties			
Cross-section (axial) area	6.693E-03	Section modulus about 3 axis (top)	1.813E-04
Moment of Inertia about 3 axis	1.381E-05	Section modulus about 3 axis (bottom)	1.813E-04
Moment of Inertia about 2 axis	1.381E-05	Section modulus about 2 axis (left)	1.813E-04
Product of Inertia about 2-3	0.	Section modulus about 2 axis (right)	1.813E-04
Torsional constant	2.772E-05	Warping Constant (Cw)	N/C
Shear area in 2 direction	5.345E-03	Plastic modulus about 3 axis	2.389E-04
Shear area in 3 direction	5.345E-03	Plastic modulus about 2 axis	2.389E-04
CG offset in 3 direction	0.	Radius of Gyration about 3 axis	0.0454
CG offset in 2 direction	0.	Radius of Gyration about 2 axis	0.0454
Shear Center Offset (x3)*	N/C		
Shear Center Offset (x2)*	N/C		

* Value is not used in analysis

Figura 14.79 Sezione Micropalo – Proprietà

PROGETTAZIONE ATI:

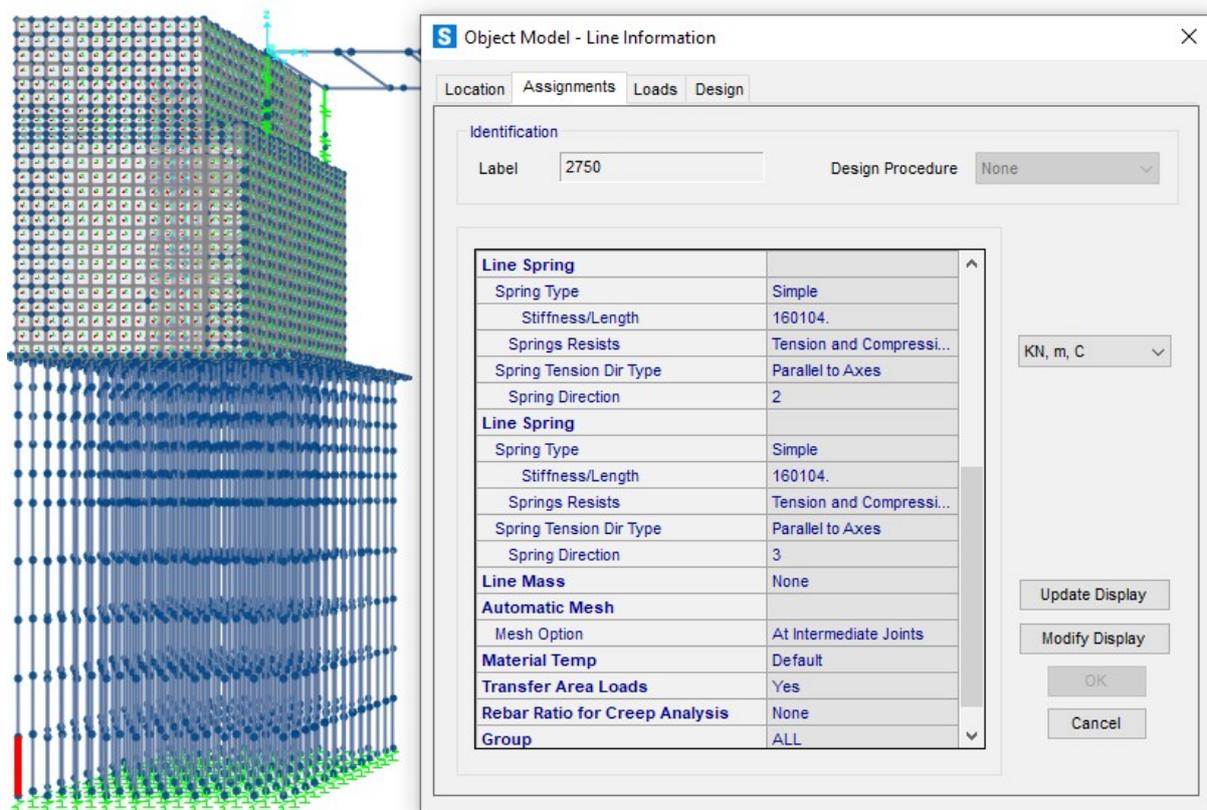


Figura 14.80 Modellazione del sistema micropalo-terreno – Fusto palo

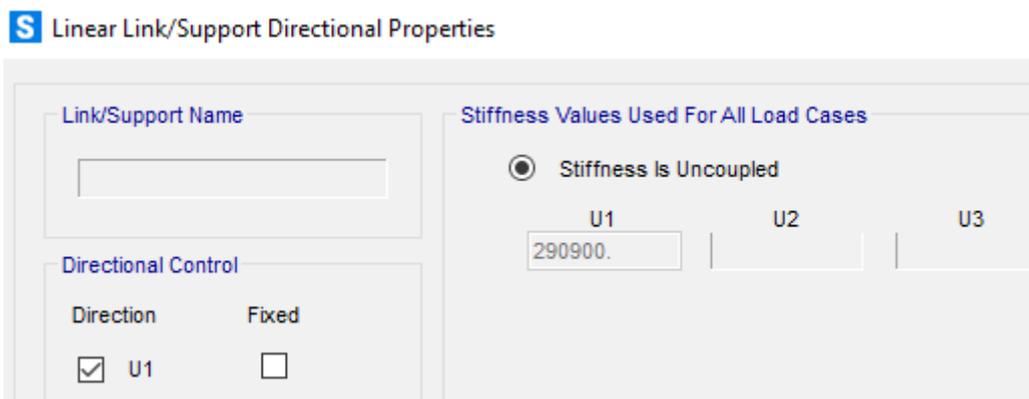


Figura 14.81 Modellazione del sistema micropalo-terreno – Carico alla punta

Le massime sollecitazioni di involuppo sui pali risultano compatibili con quelle limite indicate in precedenza

N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	C/D
557	1203	2.16

V_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	C/D
43	56	1.29

PROGETTAZIONE ATI:

M_{Ed} [kNm]	M_{Rd} [kNm]	C/D
18	86	4.80

14.1. VERIFICHE STRUTTURALI

14.1.1. VERIFICHE DELLA PLATEA SU MICROPALI

Si riportano i diagrammi delle sollecitazioni derivati dal modello di calcolo

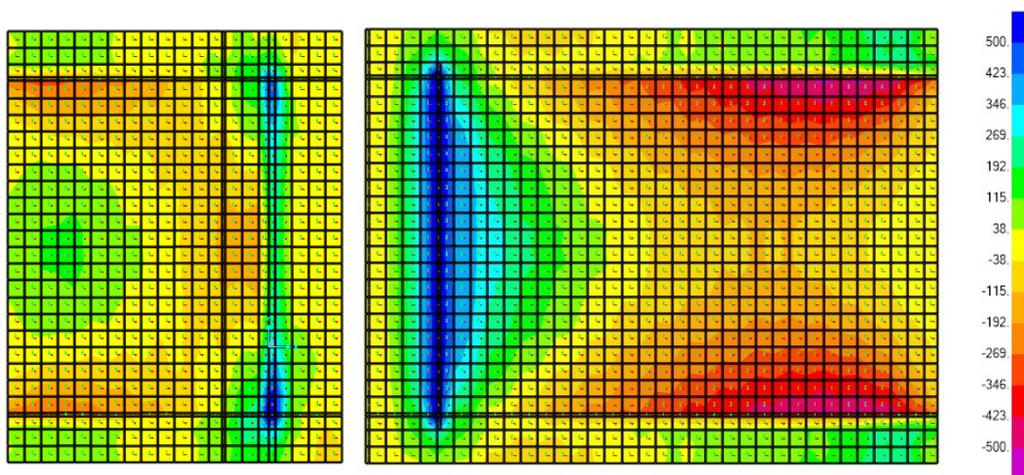


Figura 14.82 Momento flettente M11 massimo - SLU

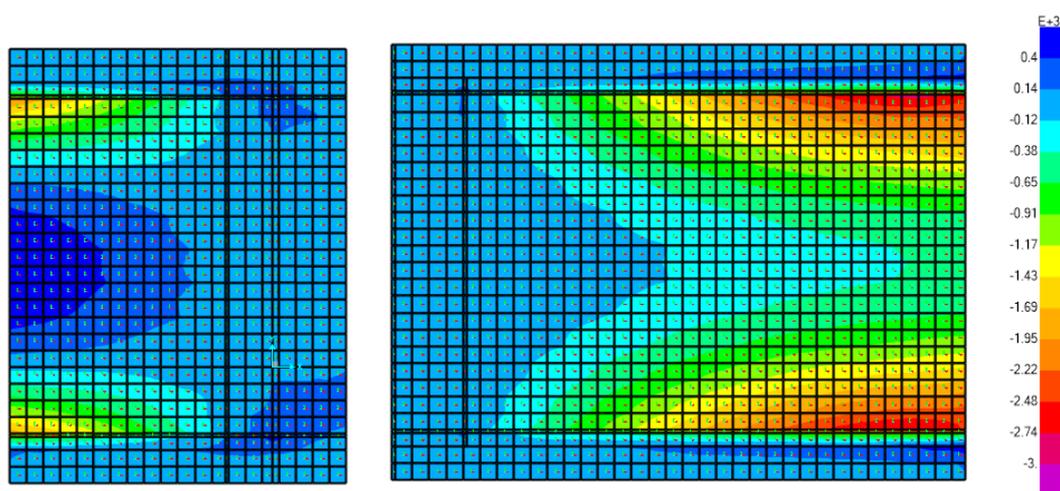


Figura 14.83 Momento flettente M22 massimo - SLU

PROGETTAZIONE ATI:

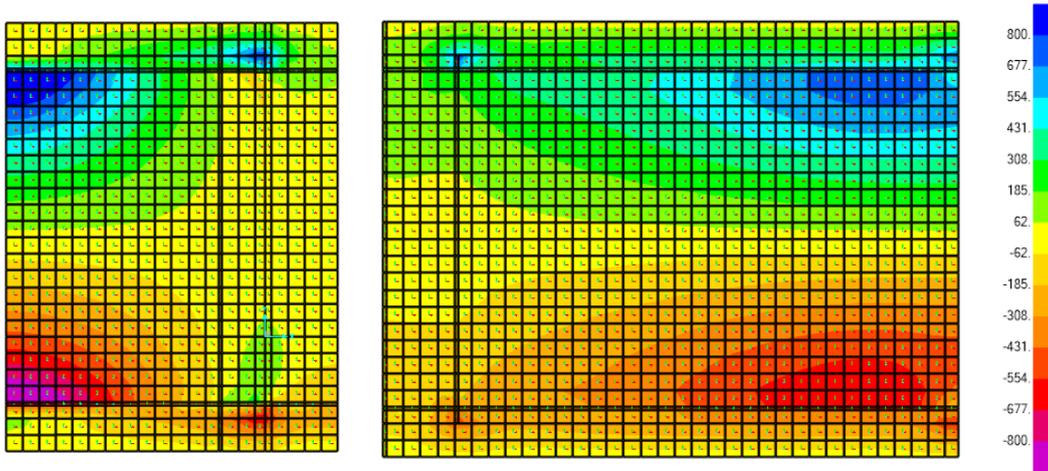


Figura 14.84 Taglio V23 massimo - SLU

Si dispone su tutta la platea una maglia superiormente ed inferiormente di $\varnothing 22/10\text{cm}$ con un momento resistente di 1898Nm .
Inoltre si dispongono degli spilli $9\varnothing 12/\text{m}^2$ per resistere al taglio.

Verifica C.A. S.L.U. - File: PlateaFondazione150 22.10

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: PlateaFondazione150 22.10

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	150	1	34.21	5
			2	34.21	145

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Tipologia rottura:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm]

Tipologia acciaio:
 Lato acciaio - Acciaio snervato

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione:
 Fletta Deviate

Materiali:
B450C **C35/45**
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 19.83 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13.5 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.8 N/mm²
 τ_{c1} 2.257 N/mm²

Parametri di calcolo:
 M_{xRd} 1 898 kN m
 σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 2.989 ‰
 ϵ_s 67.5 ‰
 d 145 cm
 x 6.149 x/d 0.0424
 δ 0.7

Parametri di progetto:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n
N° rett. 100

 L_0 0 cm

 Precompresso

Figura 14.85 Verifica momento resistente

Geometria

<u>Sezione</u>	Larghezza minima sezione	$b_w =$	1000	mm
	Altezza sezione	$H =$	1500	mm
	Copriferro netto	$c =$	40	mm
	Dist. asse armatura long.	$c' =$	51	mm
	Altezza utile sezione	$d =$	1449	mm
	Area cls	$A_c =$	15000	cm ²
<u>Arm.Long.</u>	Armatura longitudinale tesa	$A_{sl} =$	34.21	cm ²
<u>Arm.Trasv.</u>	Area ferro staffe	$A_{fst} =$	1.131	cm ²
	n° bracci staffe	$n_b =$	3	
	Area arm. trasv.	$A_{sw} =$	3.39	cm ²
	Passo arm. trasv.	$s =$	30	cm
	Ang. incl. arm. trasv. Risp. asse trave	$a =$	90	°
		$\cotga =$	0.00	
		$\cotgq =$	2.50	
		$\sina =$	1.00	

Materiali

<u>Cls</u>	Classe di Resistenza cls		C35/45	
	Res. caratt. cubica a compr. cls	$R_{ck} =$	45.00	MPa
	Res. caratt. cilind. a compr. cls	$f_{ck} =$	37.35	MPa
	Coeff. parziale sicurezza cls	$\gamma_c =$	1.5	
	Res. di progetto cls	$f_{cd} =$	21.17	MPa
	Res. a compr. ridotta ($f' = 0,5 f'_{cd}$)	$f'_{cd} =$	10.58	MPa
<u>Acciaio</u>	Tens. caratt. snerv. acc.	$f_{yk} =$	450.0	MPa
	Coeff. parziale sicurezza acc.	$\gamma_s =$	1.15	
	Res. calcolo acc.	$f_{yd} =$	391.3	MPa

Resistenza di calcolo a "taglio trazione"

$$V_{Rsd} = 0,90 * d * A_{sw} / s * f_{yd} * (\cotg a + \cotg J) * \sin a$$

$$V_{Rsd} = 1442.8 \text{ kN}$$

Resistenza di calcolo a "taglio compressione"

$$V_{Rcd} = 0,90 * d * b_w * a_c * f'_{cd} * (\cotg a + \cotg q) / (1 + \cotg^2 J)$$

$$V_{Rcd} = 4758.8 \text{ kN}$$

Resistenza a Taglio

$$V_{Rd} = 1442.8 \text{ kN} > 800.0 = V_{Ed}$$

Esito Verifica

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

Verifica soddisfatta

$$V_{Rd}/V_{Ed} = 1.80$$

Le verifiche sono soddisfatte

PROGETTAZIONE ATI:

14.1.2. VERIFICHE DEI MICROPALI

Si riportano i diagrammi qualitativi delle sollecitazioni di taglio e momento nella direzione X, relativa all'asse longitudinale del ponte.

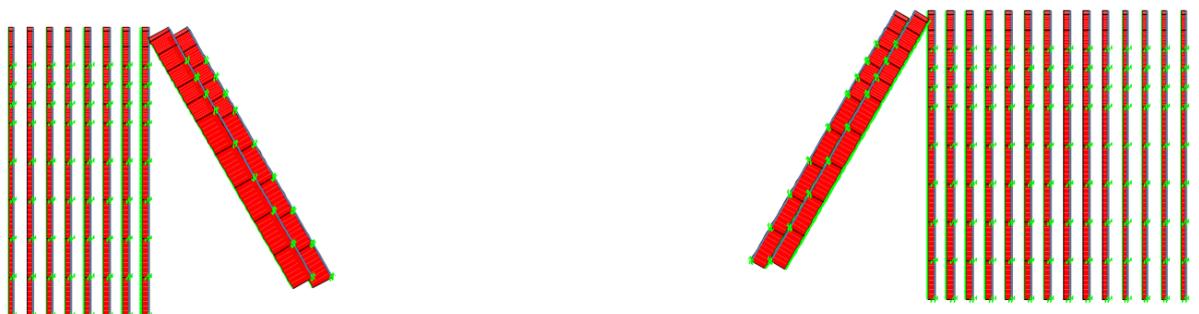


Figura 14.86 Sforzo assiale



Figura 14.87 Taglio V2

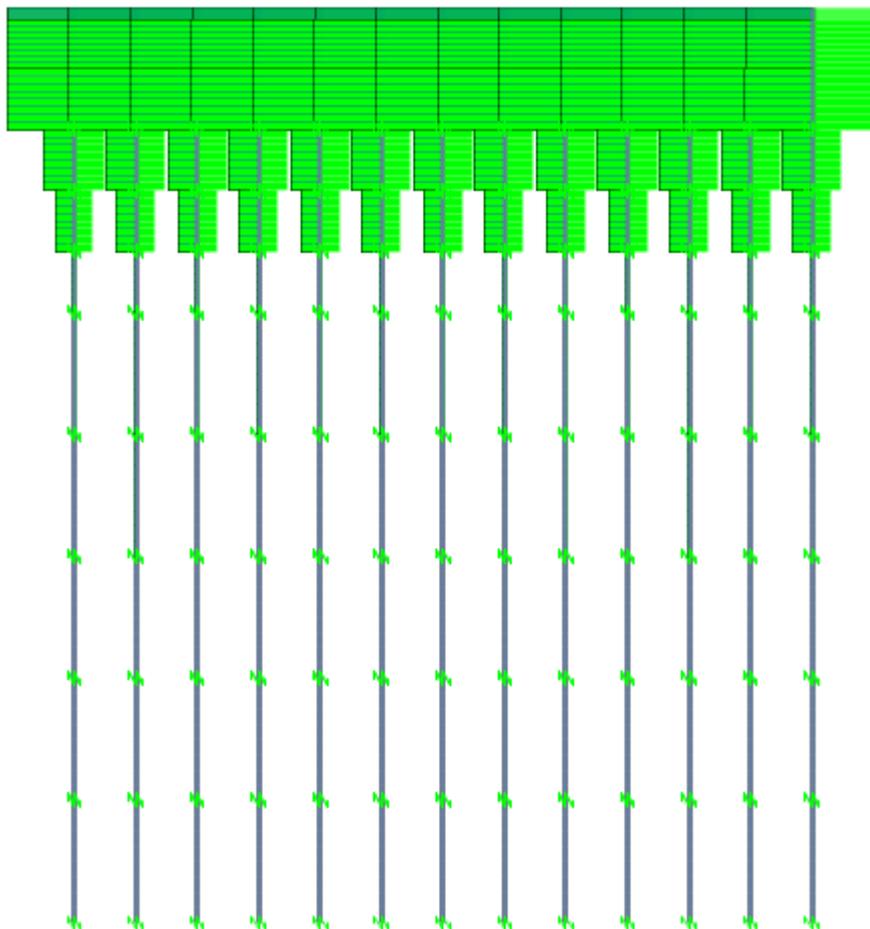


Figura 14.88 Taglio V3



Figura 14.89 Momento flettente M3

PROGETTAZIONE ATI:

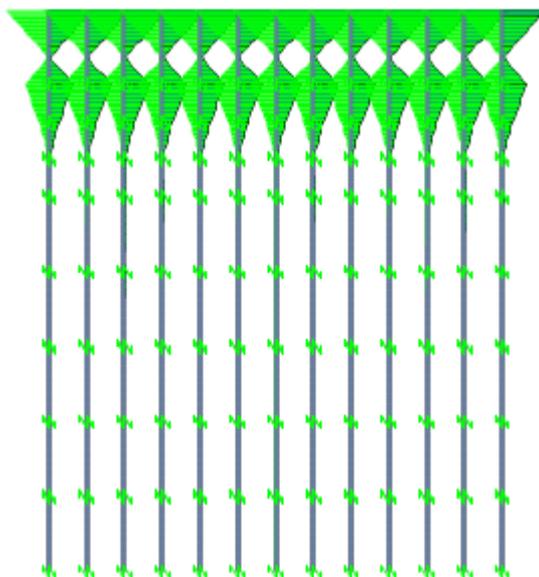


Figura 14.90 Momento M2

La verifica viene però effettuata sommando vettorialmente le sollecitazioni nelle dure direzioni. Si ha quindi un $V_{Ed} = 43\text{kN}$ e un $M_{Ed} = 18\text{kNm}$.

La verifica a flessione è stata svolta calcolando il momento di plasticizzazione del micropalo soggetto al massimo sforzo normale $N_{Ed} = 557\text{kN}$ e al corrispondente momento flettente $M(N_{Ed,max}) = 14\text{kNm}$

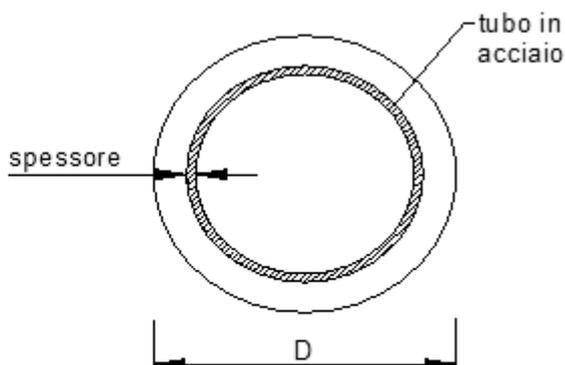
Diametro = 240 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 152.4 (mm)

Spessore = 10.0 (mm)

Sforzo Normale = 611 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta C20/25

Rck = 25 (Mpa)

fck = 20 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 11.33 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

Acciaio

tipo di acciaio S 355 (Fe 510)

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m = 308.7 \text{ (Mpa)}$

Es = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.147%

ϵ_{uk} = 1.000%

Momento di Plasticizzazione

My = 59.7 (kN m)

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

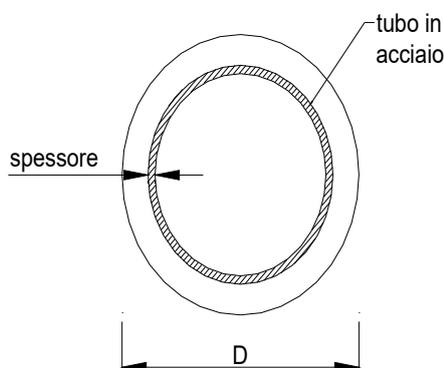
Diametro = 240 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 152.4 (mm)

Spessore = 10.0 (mm)

Sforzo Normale = 557 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta C20/25

Rck = 25 (Mpa)

fck = 20 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 11.33$ (N/mm²)

Acciaio

tipo di acciaio S 355 (Fe 510)

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d} = 308.7$ (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.147%

ϵ_{uk} = 1.000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 61.4 (kN m)

Inserisci

M(N _{Ed,max}) [kN]	M _{Rd} [kN]	C/D
14	61.4	4.39

M _{Ed,max} [kN]	M _{Rd} [kN]	C/D
18	61.4	3.41

La verifica a taglio è stata svolta in accordo alle formule 4.2.17 e 4.2.23 delle NTC'18

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad \text{dove} \quad A_v = \frac{2 \cdot A}{\pi}$$

PROGETTAZIONE ATI:

V_{Ed} [kN]	V_{c, Rd} [kN]	C/D
43	437	10.16

Le verifiche risultano soddisfatte.

15. APPOGGI E GIUNTI

Si riportano di seguito le verifiche dei trasversi, del sistema di appoggio, dei baggioli e dei giunti per effetto delle azioni sismiche.

Per la verifica del sistema di appoggio si fa riferimento alla combinazione delle azioni allo SLC, mentre per la verifica dei giunti si fa riferimento alla combinazione SLV.

15.1. APPOGGI

Per il progetto in esame, è previsto l'impiego di diverse tipologie di appoggi per tutte le travi. Sulla spalla SP2 è presente un appoggio fisso e un monodirezionale che consente gli spostamenti trasversali. La spalla SP1 presenta, in corrispondenza del fisso della SP2, un appoggio monodirezionale che consente gli spostamenti longitudinali, e un multidirezionale.

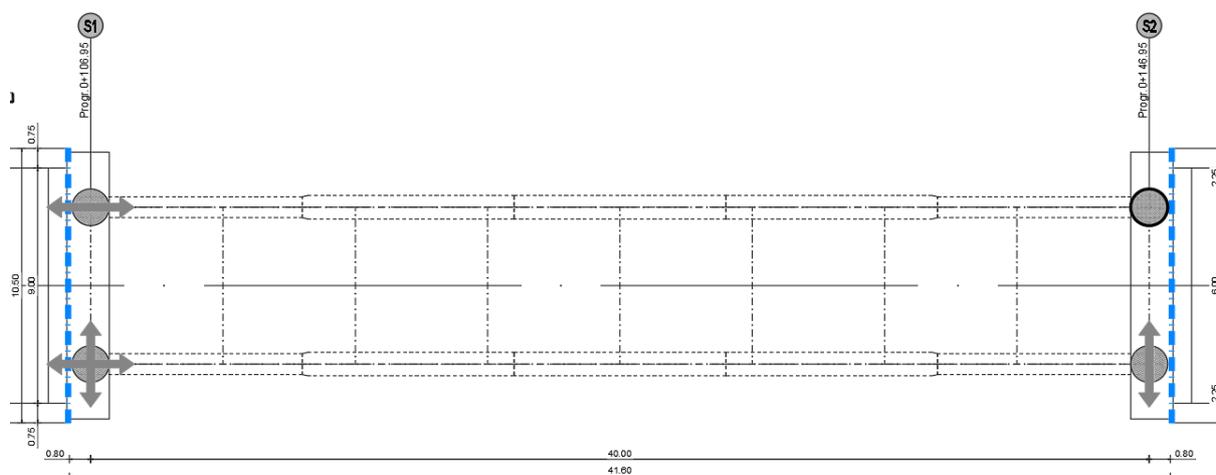


Figura 15.91 Schema di vincolo impalcato

15.1.1. AZIONI SUGLI APPOGGI

Si riporta di seguito la tabella riassuntiva dei massimi carichi assiali sugli appoggi per effetto delle combinazioni sismiche SLC e SLU.

Appoggio	Tipo	SLU			
		Nmax [kN]	Nmin [kN]	Vx,max [kN]	Vy,max [kN]
SP1 dx	Multi	4200	-	-	550
SP1 sx	Fisso	4200	-	-	-
SP2 dx	Unidir-x	4200	-	1050	550
SP2 sx	Multi	4200	-	1050	-

Figura 15.92 Massime sollecitazioni - SLU

Appoggio	Tipo	SLC			
		Nmax [kN]	Nmin [kN]	Vx,max [kN]	Vy,max [kN]
SP1 dx	Multi	2350	-	-	1500
SP1 sx	Fisso	2350	-	-	-
SP2 dx	Unidir-x	2350	-	1500	1500
SP2 sx	Multi	2350	-	1500	-

Figura 15.93 Massime sollecitazioni - SLC

PROGETTAZIONE ATI:

Appoggio	Tipo	Spostamento	
		Dx [mm]	Dy [mm]
SP1 dx	Multi	+/-78	-
SP1 sx	Fisso	+/-78	+/-10
SP2 dx	Unidir-x	-	-
SP2 sx	Multi	-	+/-10

Figura 15.94 Massimi spostamenti

15.2. GIUNTI DI DILATAZIONE

Si riporta di seguito in forma tabellare la determinazione dei massimi spostamenti longitudinali e trasversali per i giunti di impalcato

Giunto	Scorr. long.	Scorr. trasv.	Varco min
	[mm]	[mm]	[mm]
SP1	+/- 65	+/- 10	100
SP2	+/- 25	+/- 10	100