

SOCIETA' PER AZIONI AUTOSTRADA DEL BRENNERO - TRENTO

**ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROV. DI TRENTO**

dott.ing. ROBERTO BOSETTI

INSCRIZIONE ALBO N° 1027

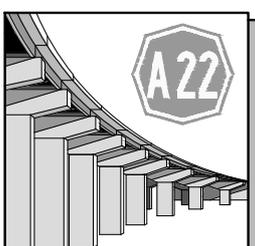
IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

dott. ing. Roberto Bosetti

autostrada del brennero

PROGETTO DEFINITIVO PER LA REALIZZAZIONE
DELLA TERZA CORSIA NEL TRATTO COMPRESO
TRA VERONA NORD (KM 223) E L'INTERSEZIONE
CON L'AUTOSTRADA A1 (KM 314)

A1	LOTTO 2 - dal km 223+100 al km 230+717
4.19.1.	INTERVENTI SULLE OPERE D'ARTE Sovrappasso S.S. 62 della Cisa a Dossobuono n°85 (pr km 229+587) Relazione tecnica illustrativa e di calcolo

0	MAR. 2021	EMISSIONE	M. ZANON	M. ZINI	C. COSTA
REVISIONE:	DATA:	DESCRIZIONE:	REDAZIONE:	VERIFICA:	APPROVAZIONE:
DATA PROGETTO: LUGLIO 2009			DIREZIONE TECNICA GENERALE		IL DIRETTORE TECNICO GENERALE E PROGETTISTA: 
NUMERO PROGETTO: 31/09					

SOCIETÀ PER AZIONI AUTOSTRADA DEL BRENNERO

Autostrada Brennero

Progetto esecutivo per la realizzazione della terza corsia nel tratto compreso tra Verona nord (km 223) e l'intersezione con l'autostrada A1 (km 314)

RELAZIONE DI CALCOLO

Indice

1	Metodo di calcolo	6
1.1	Codici di calcolo.....	6
1.1.1	Eng 8.....	6
1.1.2	Strand7 version 2.4.4	6
2	Descrizione delle opere.....	7
2.1.1	Caratteristiche generali dell'opera.....	7
2.1.2	Caratteristiche geometriche dell'opera	7
3	Normativa di riferimento	9
4	Caratteristiche dei materiali impiegati	10
4.1	Calcestruzzo per magrone (non strutturale)	10
4.2	Calcestruzzo per pali	11
4.3	Calcestruzzo per strutture in elevazione spalla	11
4.4	Calcestruzzo per cordoli	12
4.5	Acciaio in barre ad aderenza migliorata per cemento armato saldabile (ove richiesto).....	12
4.6	Acciaio in reti e tralici elettrosaldati ad aderenza migliorata per cemento armato controllato in stabilimento saldabile (ove richiesto).....	12
4.7	Acciaio tipo S355 J2W per carpenteria.....	13
4.8	Saldature di testa o a T a completa penetrazione	13
4.9	Saldature a cordone d'angolo.....	13
5	Analisi dei carichi	14
5.1	Pesi propri strutturali.....	14
5.2	Azioni permanenti.....	14
5.3	Azioni accidentali.....	14
5.3.1	Azione longitudinale di frenamento	15
5.4	Azioni meteoriche	15
5.4.1	Azioni dovute al vento	15
5.5	Spinte delle terre e delle acque	15
5.6	Carichi dovuti a sisma	15
6	Progetto e verifica delle strutture	17
6.1	Lastra ortotropa: analisi locale.....	17
6.1.1	Sistema I	17
6.1.2	Sistema II	19
6.1.2.1	Rinforzi longitudinali	19
6.1.3	Sistema III	22
7	Caratteristiche delle sezioni	23
7.1	Sezioni resistenti conci impalcato	23
8	Analisi globale	25
8.1	Descrizione del modello	25
8.1.1	Sollecitazioni per peso proprio delle strutture.....	26
8.1.2	Sollecitazioni per carichi permanenti.....	27
	Distorsioni termiche	28
8.1.3	Azione dei sovraccarichi accidentali.....	28
8.1.4	Azione sismica	31
9	Verifiche.....	36
9.1	Verifica flessionale allo SLU delle sezioni del cassone	37

9.1.1.1	Massime sollecitazioni relative alle sezioni di mezzeria delle travi	
	37	
9.1.2	Sezione di mezzeria M_1 relativa alla trave T_1	38
9.1.3	Sezione di mezzeria M_2 relativa alla trave T_2	39
9.1.4	Sezione di mezzeria M_3 relativa alla trave T_3	40
9.1.5	Sezione di mezzeria M_4 relativa alla trave T_4	41
9.2	Verifica al taglio del cassone allo SLU	43
9.2.1	Sezione all'appoggio S_A	43
9.2.1.1	Massime sollecitazioni relative alle sezioni in appoggio delle travi	
	43	
9.2.2	Sezione di appoggio S_1 relativa alla trave T_1	44
9.2.3	Sezione di appoggio S_2 relativa alla trave T_2	45
9.2.4	Sezione di appoggio S_3 relativa alla trave T_3	47
9.2.5	Sezione di appoggio S_4 relativa alla trave T_4	48
9.3	Verifica all'imbozzamento delle pareti del cassone	50
9.3.1	Verifica della sezione in mezzeria	50
9.3.2	Verifica dell'irrigidimento longitudinale	51
10	Verifiche allo SLE	52
10.1	Verifica dello spostamento verticale del cassone in mezzeria	52
11	Verifica allo stato limite di fatica	53
12	Apparecchi d'appoggio	57
12.1	Reazioni vincolari modello globale	57
12.2	Carichi di progetto agli SLE	58
13	Verifica delle spalle	60
13.1	Spalla	60
13.2	Carichi	62
13.2.1	Peso proprio del muro in c.a.	62
13.2.2	Spinta del terreno	62
13.2.3	Spinta sismica del paramento della spalla	62
13.3	Modello FEM	64
13.4	Verifiche degli elementi strutturali della spalla	65
13.4.1	Zattera di fondazione	65
13.4.1.1	Momenti sollecitanti M_{xx}	65
13.4.1.2	Momenti sollecitanti M_{yy}	66
13.4.1.3	Forza di taglio sollecitante	67
13.4.2	Paramento verticale	69
13.4.2.1	Verifica a presso-flessione	69
13.4.2.2	Forza di taglio sollecitante	70
13.4.3	Muro paraghiaia	71
13.4.3.1	Verifica a presso-flessione	71
13.4.3.2	Forza di taglio sollecitante	72
13.4.4	Muri laterali	73
13.4.4.1	Momenti sollecitanti M_{zz}	73
13.4.4.2	Forza di taglio sollecitante	74
13.5	Verifica dei pali della spalla	75
13.6	Verifiche tensionali dei pali allo SLU	78
13.6.1	Verifica sezione 0.0m	78
13.6.2	Verifica sezione 10.0m	78

13.6.3	Verifica capacità portante dei pali allo SLU	79
13.6.3.1	Caratteristiche palo e Parametri geotecnici.....	80
13.6.3.2	Portata limite e Portata di calcolo.....	81
13.6.3.3	Verifiche Portate a compressione	82
13.7	Opere secondarie, muri di sostegno laterali	83
13.7.1	Verifica a scorrimento e ribaltamento.....	83
13.7.2	Verifica della capacità portante	86
13.7.3	Verifica tensionale del muro di sostegno allo SLU	88
13.7.3.1	Verifica tensionale del paramento verticale.....	90
13.7.3.2	Verifica tensionale della zattera	91

1 METODO DI CALCOLO

La presente relazione strutturale di calcolo illustra il progetto nei suoi aspetti generali. Essa comprende solo una parte dei calcoli strutturali: le verifiche non riportate sono state condotte analogamente a quelle descritte e risultano disponibili nelle minute di studio.

Lo studio delle strutture è stato condotto secondo i metodi della scienza delle costruzioni supponendo i materiali elastici, omogenei ed isotropi.

La ricerca dei parametri di sollecitazione è stata fatta secondo le disposizioni di carico più gravose avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale.

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono state eseguite secondo il metodo degli stati limite.

1.1 Codici di calcolo

Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture e la redazione della presente relazione di calcolo sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche. Tale affermazione è suffragata dai seguenti elementi:

- grande diffusione del codice di calcolo sul mercato;
- storia consolidata del codice di calcolo (svariati anni di utilizzo);
- utilizzo delle versioni più aggiornate (dopo test);
- pratica d'uso frequente in studio.

In considerazione dei problemi in studio, caratterizzati da piccoli spostamenti e tensioni inferiori ai limiti elastici dei materiali, si è ritenuto sufficiente adottare una schematizzazione della geometria e dei materiali di tipo lineare con leggi elastiche e isotrope ed omogenee.

1.1.1 Eng 8

Programma di calcolo strutturale della SigmaC di Padova. E' un programma ad elementi finiti. Esegue il calcolo di telai piani, graticci di travi, travi continue, travi rovesce, sezioni in c.a., muri di sostegno. Codesto software è un programma strutturale a travi e telai di comprovata affidabilità prodotto da ormai più di 10 anni e largamente diffuso.

Il programma Eng8 viene utilizzato per lo studio dei modelli parziali, per gli elementi strutturali schematizzabili con più semplicità e per le verifiche delle sezioni; gli schemi grafici ed i tabulati riportati sono ottenuti tramite tale codice di calcolo.

1.1.2 Strand7 version 2.4.4

Programma di calcolo strutturale agli elementi finiti della G+D Computing Pty Ltd. messo a punto nella università di Sidney, Australia. Esegue il calcolo di strutture spaziali composte da elementi mono- bi- tri- dimensionali anche con non linearità di materiale di geometria e con effetti dinamici. Questo software è fra i programmi strutturali ad elementi finiti più diffusi al mondo e sicuramente quello con i preprocessori e post processori più semplici e immediati per l'uso e la comprensione dei modelli; inoltre il programma vanta svariate applicazioni di comprovata affidabilità.

2 DESCRIZIONE DELLE OPERE

2.1.1 Caratteristiche generali dell'opera

Nell'ambito del progetto esecutivo di adeguamento del tracciato A22 – Autobrennero tra lo svincolo di Verona Nord (km 230+372) ed il sovrappasso della linea ferroviaria Verona-Mantova (km 230+163) è previsto l'allargamento del tratto autostradale in prossimità del ponte di sovrappasso all'Autostrada Serenissima.

2.1.2 Caratteristiche geometriche dell'opera

L'attuale ponte si presenta a tre campate, di cui le due esterne molto corte ($L=9.0\text{m}$ circa), mentre quella centrale ha luce $L=44\text{m}$ che scavalca la A22; l'esigenza dell'allargamento alla terza corsia, comporta la necessità di demolire le attuali pile e spalle (almeno parzialmente) e sostituire gli impalcati esistenti in calcestruzzo precompresso: si è previsto quindi per l'opera in oggetto un impalcato metallico composto da due cassoncini metallici aperti inferiormente con lastra ortotropa, continuo in semplice appoggio di luce $L=60.70\text{m}$ che scavalca completamente la futura sede della A22.

Il cavalcavia è costituito da due carreggiate separate (una per senso di marcia), con pendenza trasversale del 2.50%.

La struttura del manufatto è a quattro travi con anima inclinata ed altezza variabile, atta a realizzare la pendenza trasversale di progetto, con impalcato a lastra ortotropa irrigidita longitudinalmente con rinforzi di tipo aperto ("ribs").

Le piattabande inferiori sono chiuse mediante reticolare a V

La sezione trasversale d'impalcato (v. figura) risulta costituita da due cordoli laterali, entrambe di larghezza pari a 2.20m a cui sono collegate le barriere di sicurezza.

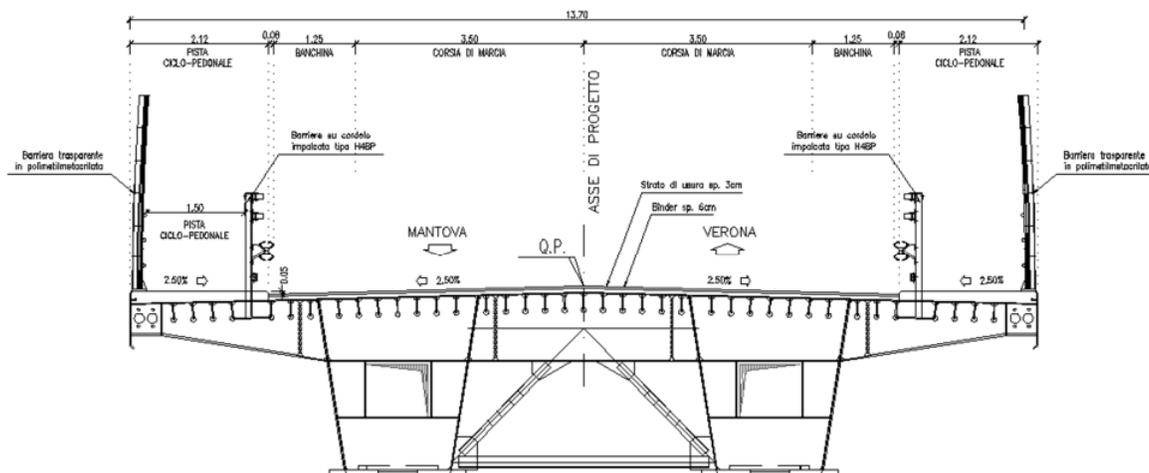


Figura 1 – Sezione tipo del sovrappasso

L'opera appoggia su spalle fondate su pali trivellati, conformate in modo da non interferire con le fondazioni delle spalle dell'impalcato attualmente esistente.

A seguito vengono riportate il prospetto e la pianta del sovrappasso.

3 *NORMATIVA DI RIFERIMENTO*

Il progetto è stato sviluppato nell'osservanza della vigente normativa tecnica. Il progetto si richiama particolarmente alle seguenti normative:

- Ministero dei Lavori Pubblici. Decreto ministeriale 14 febbraio 1992
Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- Ministero dei Lavori Pubblici. Decreto ministeriale 9 gennaio 1996
Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- Ministero dei Lavori Pubblici. Circolare n. 252 AA.GG/STC, 15 ottobre 1996
Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche» di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996.
- Ministero dei Lavori Pubblici. Decreto ministeriale 16 gennaio 1996
Norme tecniche relative ai «Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi».
- Ministero dei Lavori Pubblici. Circolare n. 156 AA.GG/STC, 4 luglio 1996
Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi» di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996.
- Ministero dei Lavori Pubblici. Decreto ministeriale 4 maggio 1990
Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo dei ponti stradali.
- Ministero dei Lavori Pubblici. Circolare n. 34233, 25 febbraio 1991
Legge 2 febbraio 1974, n. 64, art. 1 - Decreto Ministeriale 25 febbraio 1991.
Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali.
- Ministero dei Lavori Pubblici. Decreto ministeriale 16 gennaio 1996
Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- Ministero dei Lavori Pubblici. Decreto ministeriale 11 marzo 1988
Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- Ministero dei Lavori Pubblici. Circolare n. 30483, 24 settembre 1988
Legge 2 febbraio 1974, n. 64, art. 1 - D.M. 11 marzo 1988. Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Istruzioni per l'applicazione.
- Norma UNI 9858
Durabilità e classi di esposizione ambientale nelle strutture in calcestruzzo.
- Ministero dei Lavori Pubblici. Decreto ministeriale 26 giugno 1984
Classificazione di reazione al fuoco ed omologazione dei materiali ai fini della prevenzione incendi.
- Norma CNR-UNI 10011
Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.

- Norma CNR-UNI 10016
Travi composte acciaio calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni.
- Norma CNR-UNI 10018
Apparecchi di appoggio in gomma e PTFE nelle costruzioni. Istruzioni per il calcolo e l'impiego.
- Norma CNR-UNI 10024
Analisi delle strutture mediante calcolatore elettronico: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.
- Norma CNR-UNI 10030
Anime irrigidite di travi a parete piena.
- UNI ENV 1993-1.1: "Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici".
- UNI ENV 1993-2: "Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 2: Ponti in acciaio".
- UNI ENV 1993-1.5: "Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1.5: Regole generali – Regole supplementari per lastre ortotropa in assenza di carichi trasversali".
- UNI ENV 1993-1.7: "Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1.7: Regole generali – Regole supplementari per lastre ortotropa caricate al di fuori del loro piano".
- UNI ENV 1997-1:2005: "Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: regole generali"
- UNI ENV 1998-5:2005: "Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici"
- Nuove norme tecniche per le costruzioni, D.M. Infrastrutture e Trasporti 14/01/2008

Il progetto definitivo dell'opera in oggetto è stato sviluppato utilizzando le NTC2008, norma il cui utilizzo è consentito purché i lavori vengano iniziati entro marzo dell'anno 2023 (entro cioè 5 anni dall'entrata in vigore delle NTC2018 ai sensi dell'art. 2 comma 2). In fase di progettazione esecutiva l'opera sarà progettata ai sensi delle Norme Tecniche vigenti alla data in cui la progettazione esecutiva verrà svolta. Tuttavia, al fine di verificare l'idoneità delle opere progettate anche con le Norme Tecniche attualmente vigenti, è stato effettuato un confronto tra normative (NTC2008 e NTC2018) verificandone le principali differenze.

Nel caso in esame le verifiche preliminari condotte hanno evidenziato come l'utilizzo delle norme attualmente vigenti non comporti variazioni strutturali significative.

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Salvo indicazioni diverse espressamente indicate negli elaborati grafici, sono previsti i seguenti materiali:

4.1 Calcestruzzo per magrone (non strutturale)

Resistenza cubica caratteristica a 28 giorni:	$R'_{ck} \geq 15.0 \text{ MPa}$
Cemento tipo:	32.5

4.2 Calcestruzzo per pali

Resistenza cubica caratteristica a 28 giorni:	$R'_{ck} \geq 25.0$ MPa
Modulo elastico	$E_{CA} = 31.2$ GPa
Cemento tipo:	32.5
Classe di esposizione ambientale:	XC2
Rapporto massimo acqua/cemento:	0.55
Contenuto minimo di cemento:	300 kg/m ³
Massimo diametro degli inerti	35 mm
Classe di consistenza (slump test):	S3
Resistenza a trazione semplice:	$f_{ctm} = 0.27 \sqrt[3]{R_{ck}^2} = 2.31$ MPa
Resistenza a trazione caratteristica:	$f_{ctk} = 0.70 f_{ctm} = 1.62$ MPa
Resistenza a compressione caratteristica:	$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 20.75$ MPa

4.3 Calcestruzzo per strutture in elevazione spalla

Resistenza cubica caratteristica a 28 giorni:	$R'_{ck} \geq 30.0$ MPa
Modulo elastico	$E_{CA} = 31.2$ GPa
Cemento tipo:	32.5
Classe di esposizione ambientale:	XC2
Rapporto massimo acqua/cemento:	0.55
Contenuto minimo di cemento:	300 kg/m ³
Massimo diametro degli inerti	35 mm
Classe di consistenza (slump test):	S3
Resistenza a trazione semplice:	$f_{ctm} = 0.27 \sqrt[3]{R_{ck}^2} = 2.61$ MPa
Resistenza a trazione caratteristica:	$f_{ctk} = 0.70 f_{ctm} = 1.82$ MPa
Resistenza a compressione caratteristica:	$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 24.90$ MPa

4.4 Calcestruzzo per cordoli

Resistenza cubica caratteristica a 28 giorni:	$R'_{ck} \geq 45.0 \text{ MPa}$
Modulo elastico	$E_{CA} = 31.2 \text{ GPa}$
Cemento tipo:	38.2
Classe di esposizione ambientale:	XF4
Rapporto massimo acqua/cemento:	0.45
Contenuto minimo di cemento:	350 kg/m^3
Massimo diametro degli inerti	25 mm
Classe di consistenza (slump test):	S4
Resistenza a trazione semplice:	$f_{ctm} = 0.27 \sqrt[3]{R_{ck}^2} = 3.42 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione caratteristica:	$f_{ctk} = 0.70 f_{ctm} = 2.39 \text{ MPa}$
Resistenza a compressione caratteristica:	$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 37.35 \text{ MPa}$

4.5 Acciaio in barre ad aderenza migliorata per cemento armato saldabile (ove richiesto)

Tipo di acciaio: Fe B 44 k ad aderenza migliorata, controllato in stabilimento	
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} \geq 430 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
Allungamento percentuale:	$A_5 \geq 12\%$
Rapporti di duttilità:	$f_t/f_{yk} \leq 1.35$ $(f_t/f_y)_{medio} \geq 1.13$

4.6 Acciaio in reti e tralicci elettrosaldati ad aderenza migliorata per cemento armato controllato in stabilimento saldabile (ove richiesto)

Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} \geq 390 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} \geq 440 \text{ MPa}$
Allungamento percentuale:	$A_{10} \geq 8\%$
Rapporti di duttilità:	$f_{tk}/f_{yk} \leq 1.10$

4.7 Acciaio tipo S355 J2W per carpenteria

Tensione di rottura a trazione:	$f_t \geq 510 \text{ MPa}$
Tensione di snervamento:	$f_y \geq 355 \text{ MPa}$
Resilienza:	$KV \geq 27 \text{ J a } -20^\circ\text{C}$
Allungamento perc.: - per lamiere	$\epsilon_t \geq 21\%$
- per barre, profilati larghi piatti	$\epsilon_t \geq 22\%$
Stato limite per spessori $t \leq 40 \text{ mm}$:	
Condizione di carico I:	$f_d = 355 \text{ MPa}$
	$\tau_s = 205 \text{ MPa}$

4.8 Saldature di testa o a T a completa penetrazione

- Giunto di prima classe:	$f_d = f_{d,S355} = 355 \text{ MPa}$
- Giunto di seconda classe:	$f_d = 0.85 f_{d,S355} = 301.75 \text{ MPa}$

4.9 Saldature a cordone d'angolo

- Per S355 J2G1W:	$ \sigma_\perp , \tau_\perp , \tau_{//} \leq 0.70 f_{d,S355} = 248.5 \text{ Mpa}$
-------------------	--

5 ANALISI DEI CARICHI

I carichi previsti per il dimensionamento dell'opera sono ovunque conformi a quanto previsto dal vigente D.M. 14 gennaio 2008, dalla vigente Circ. Min. LL.PP. 02 febbraio 2009.

5.1 Pesì propri strutturali

I pesi propri strutturali, non altrove specificati, considerati nei calcoli sono i seguenti:

calcestruzzo non armato:	24.0 kN/m ³
calcestruzzo armato:	25.0 kN/m ³
carpenteria in acciaio:	78.5 kN/m ³
terreno	18.0 kN/m ³

5.2 Azioni permanenti

Le azioni permanenti, non altrove specificate, considerate nei calcoli sono le seguenti:

marciapiedi laterali	$2 \times (2.12 \times 0.12) \times 25 \text{ kN/m}^3 = 12.7 \text{ kN/m}$
pavimentazione	$9.5 \times 3 \text{ kN/m}^2 = 28.5 \text{ kN/m}$
alloggio pluviali	$2 \times 5 \text{ kN/m} = 10.0 \text{ kN/m}$
barriera metallica	$1 \times 4 \text{ kN/m} = 4.00 \text{ kN/m}$
parapetti	$2 \times 1.5 \text{ kN/m} = 3.00 \text{ kN/m}$
totale azioni permanenti	58.2 kN/m

5.3 Azioni accidentali

Le azioni accidentali considerate nei calcoli sono quelle previste dall'attuale D.M. 14 gennaio 2008 per i ponti classificati di prima categoria; precisamente, in relazione alla larghezza dell'impalcato:

- 1° colonna di carico:	
Q_{1k} 2 assi 300 kN disposti come da D.M.	
q_{1k} carico uniforme ripartito	9.00 kN/m ²
- 2° colonna di carico:	
Q_{2k} 2 assi 200 kN disposti come da D.M.	
Q_{2k} carico uniforme ripartito	2.50 kN/m ²
- rimanente area:	
q_{rk} carico uniforme ripartito	2.50 kN/m ²
- carico inerente all'folla:	
q_{fk} carico uniforme ripartito	5.00 kN/m ²

5.3.1 Azione longitudinale di frenamento

Si assume agente nella direzione dell'asse della strada e applicata a livello della pavimentazione, in base al vigente D.M. è pari a:

$$H_f = 0.6 (2 \times 300) + 0.10 \times 9 \times 3 \times 60.7 = 523.89 \text{ kN}$$

5.4 Azioni meteoriche

5.4.1 Azioni dovute al vento

La pressione dovuta al vento è assunta pari a:

$$p = 2.50 \text{ kN/m}^2$$

L'azione del vento interessa i mezzi in transito sul sovrappasso, quando carico, per un'altezza a partire dal piano stradale di 3.00 m.

5.5 Spinte delle terre e delle acque

Le azioni dovute alle spinte delle terre e delle acque sono analizzate e computate in accordo con le indicazioni contenute nella Relazione Geotecnica.

5.6 Carichi dovuti a sisma

L'effetto dell'azione sismica sull'opera nel suo complesso viene valutata servendosi dei seguenti parametri:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate
 LONGITUDINE: 10.91666
 LATITUDINE: 45.40000

Ricerca per comune
 REGIONE: Veneto
 PROVINCIA: Verona
 COMUNE: []

Elaborazioni grafiche
 Grafici spettri di risposta
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

km 7.5
 -7.5 7.5 km
 -7.5

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo
 Sito esterno al reticolo
 Interpolazione su 3 nodi
 Interpolazione corretta

Interpolazione
 superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

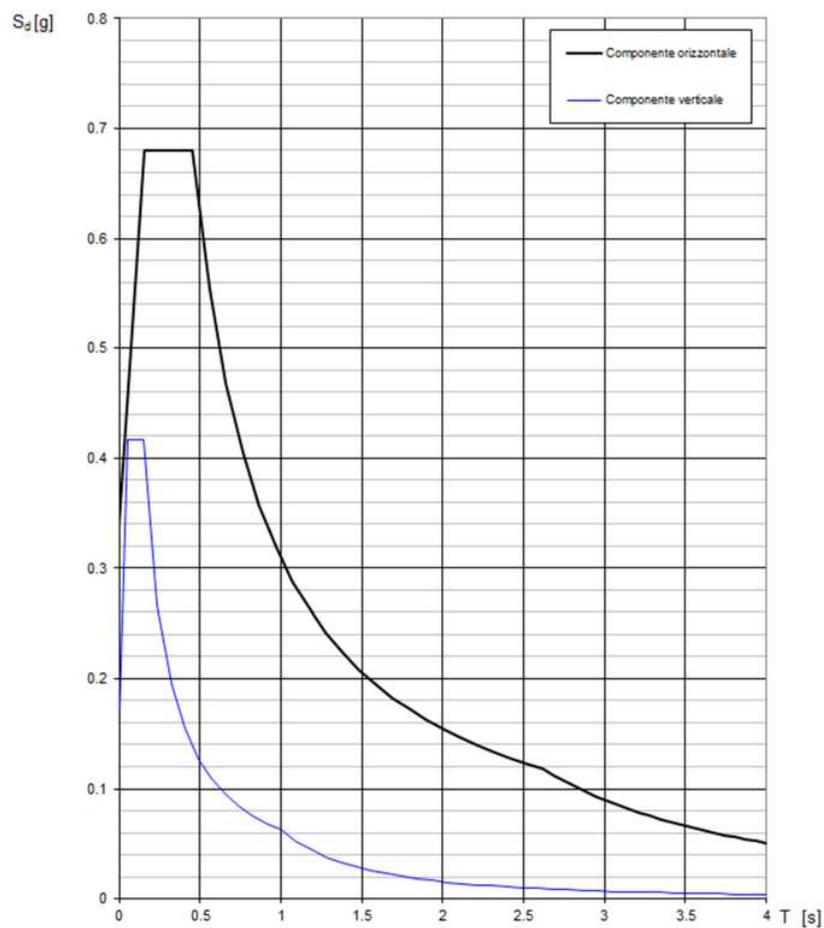
Tabella 1 – Parametri per la determinazione dello spettro di progetto

Da cui si è in grado di ricavare i grafici degli spettri di risposta successivamente utilizzati nelle analisi:

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.255 g
F_0	2.406
T_c^*	0.286 s
S_S	1.333
C_C	1.586
S_T	1.000
q	1.200

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



6 PROGETTO E VERIFICA DELLE STRUTTURE

Le verifiche che seguono costituiscono un estratto dei nostri calcoli su schemi e verifiche statiche riguardanti le strutture principali presenti nell'opera in oggetto. In particolare, per alcune tipologie strutturali, si riporta solo una verifica completa, intendendo che le altre sono state condotte analogamente. Tutte le verifiche sono presenti nelle minute di studio, a disposizione per eventuali chiarimenti.

Vengono omessi quasi totalmente i tabulati prodotti con programmi di calcolo automatico. Essi risultano disponibili presso lo Studio per eventuale consultazione.

6.1 Lastra ortotropa: analisi locale

Lo studio della lastra ortotropa avviene in fasi:

- SISTEMA I
- SISTEMA II
- SISTEMA III

6.1.1 Sistema I

Il sistema I è costituito dalla lamiera d'impalcato di spessore 16 mm che poggia sui rinforzi longitudinali del tipo aperto ("ribs") aventi interasse 300mm.

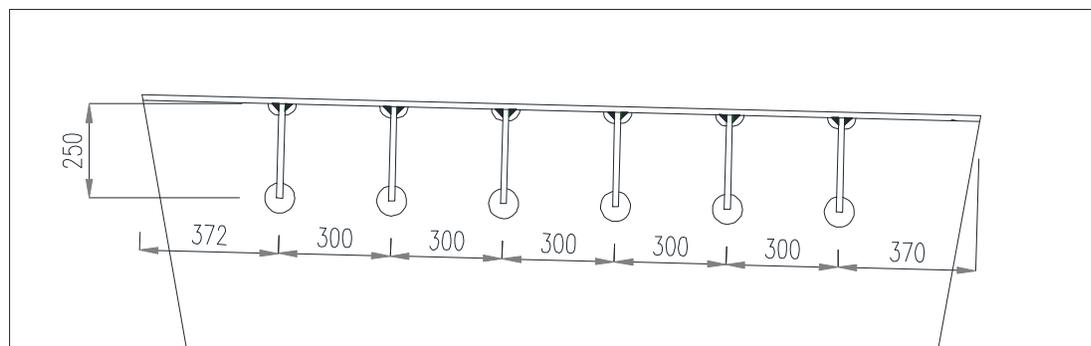


Figura 2 – particolare della lastra ortotropa

Sulla lamiera agisce un carico distribuito permanente, dovuto al peso della lamiera stessa e della pavimentazione stradale:

lamiera	$78.5 \cdot 0.015$	$= 1.18 \text{ kN/m}^2$
pavimentazione	$20 \cdot 0.015$	$= 3.00 \text{ kN/m}^2$
		totale $= 4.18 \text{ kN/m}^2$

A tale carico va poi applicato il carico mobile per le verifiche locali: si considera lo Schema di carico 3, costituito da un carico isolato $q_{1c}=150\text{kN}$ su un impronta quadrata di lato 0.4m. considerando la diffusione del carico a 45° fino al piano medio della lamiera, si ottiene il carico distribuito aggiuntivo:

$$q_{\text{accidentale}} = 842.7 \text{ kN/m}^2$$

che sommato ai carichi permanenti fornisce il carico totale

$$q_{\text{totale}} = 846.9 \text{ kN/m}^2$$

Su una luce di 300 mm si ha quindi il momento massimo:

$$M = 7.62 \text{ kNm/m}$$

da cui si ottiene una tensione massima pari a:

$$\sigma_{\text{max}} = 233.26 \text{ MPa}$$

(cautelativamente si è considerato lo spessore di calcolo pari a 14mm)

Se si dimensionasse al collasso, il calcolo del carico critico andrebbe effettuato con la formula di Klopplé in base alla quale si ottiene:

$$q_{\text{collasso}} = 6.125 \cdot \frac{\sigma_{\text{sn}} \cdot t}{a} \sqrt{\varepsilon_c} = 1221 \text{ kN/m}^2 > q_{\text{tot}}$$

in cui:

- t è lo spessore della lamiera
- a è la luce della lamiera
- σ_{sn} è la tensione di snervamento
- ε_c è la deformazione per l'acciaio impiegato

Si sottolinea che per le lastre ortotropa le tensioni calcolate nella lamiera come piastra sottile non danno un indice di resistenza. Infatti il carico di rottura teorico presenta un coefficiente di sicurezza elevatissimo rispetto al carico di rottura reale (>10).

Per questo motivo la verifica delle tensioni del sistema I non è significativa e le tensioni ottenute in questo sistema non vengono sommate a quelle ottenute per gli altri sistemi riportati nel seguito.

E' invece necessario limitare le deformazioni degli elementi della lamiera al fine di prevenire il distacco e la fessurazione della pavimentazione sovrastante.

Utilizzando la formula di Boobnov, si ha che la freccia massima risulta essere

$$f = \frac{1}{6} \frac{5}{384} \frac{q_{\text{tot}} \cdot a^4}{EJ} = 0.31 < \frac{a}{300}$$

6.1.2 Sistema II

Il sistema II è costituito dai rinforzi longitudinali a sezione chiusa assunti vincolo sui trasversi posti ad interasse 3000mm.

6.1.2.1 Rinforzi longitudinali

La lamiera d'impalcato dello spessore pari a 16 mm che poggia su rinforzi longitudinali di profilo aperto dello spessore di 16 mm e posti ad interasse pari a 300mm.

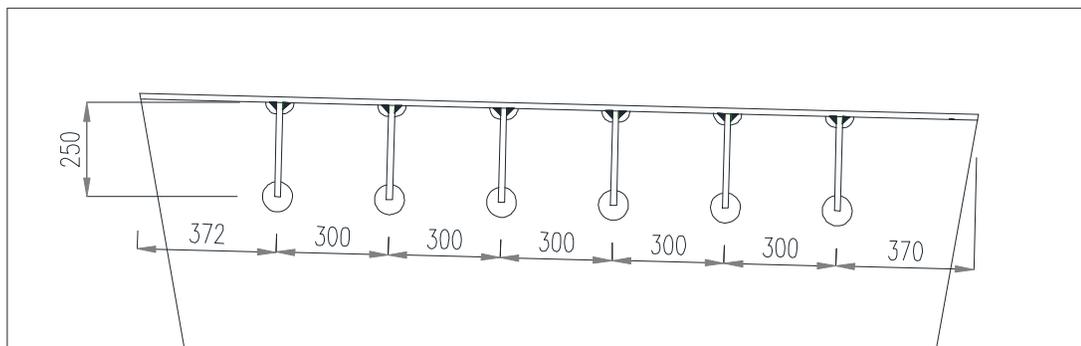


Figura 3 – Visualizzazione degli irrigidimenti della lastra

Le sollecitazioni su questo sistema si calcolano considerando per il rinforzo, rappresentato nella figura sopra, lo schema di trave continua su appoggi fissi costituiti dai trasversi della piastra ortotropa. Tuttavia, un'analisi di tale tipo non tiene conto del funzionamento a piastra dell'impalcato in lastra ortotropa, che ripartisce il carico sui vari rinforzi.

Le sollecitazioni sui rinforzi longitudinali vengono così calcolate considerando un modello tridimensionale eseguito con elementi SHELL rappresentanti la piastra e gli irrigidimenti.

Oltre al peso proprio della lastra con gli irrigidimenti e della pavimentazione, si considerano due diversi schemi per i carichi mobili:

- schema di carico 3: è costituito da un carico isolato da 150kN con impronta quadrata di lato 0,40m.
- schema di carico 2: è costituito da un singolo asse con carico 200kN applicato, su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60m ed altezza 0,35m, trasversalmente all'asse longitudinale dell'impalcato.

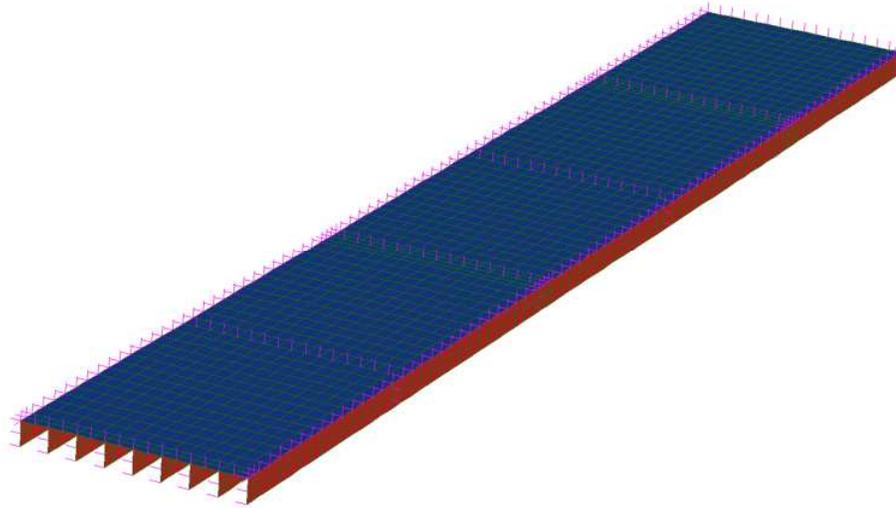


Figura 4 – Visualizzazione del modello della lastra ortotropa

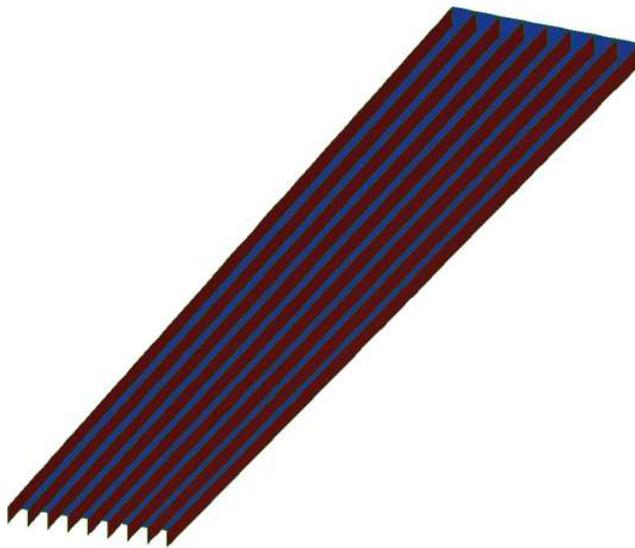


Figura 5 – Visualizzazione dei “ribs” di irrigidimento della lastra ortotropa

Le sollecitazioni vengono calcolate considerando i carichi applicati secondo gli schemi riportati a seguito:

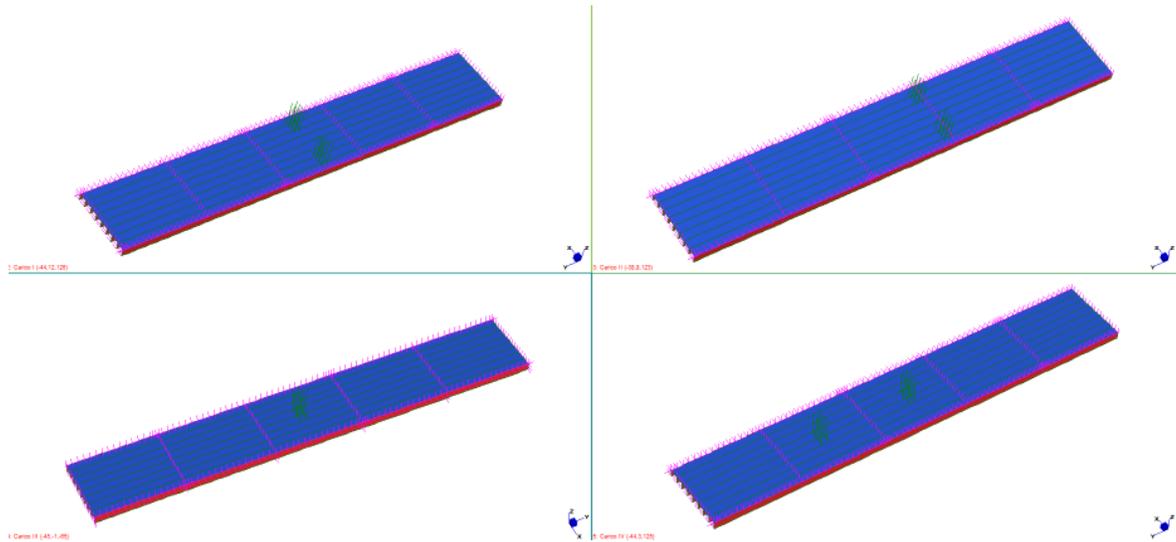


Figura 6 – Visualizzazione delle massime tensioni sugli irrigidimenti

In ogni caso la valutazione delle tensioni viene effettuata considerando i carichi con il loro valore allo S.L.U. utilizzando il criterio di rottura di Von Mises.

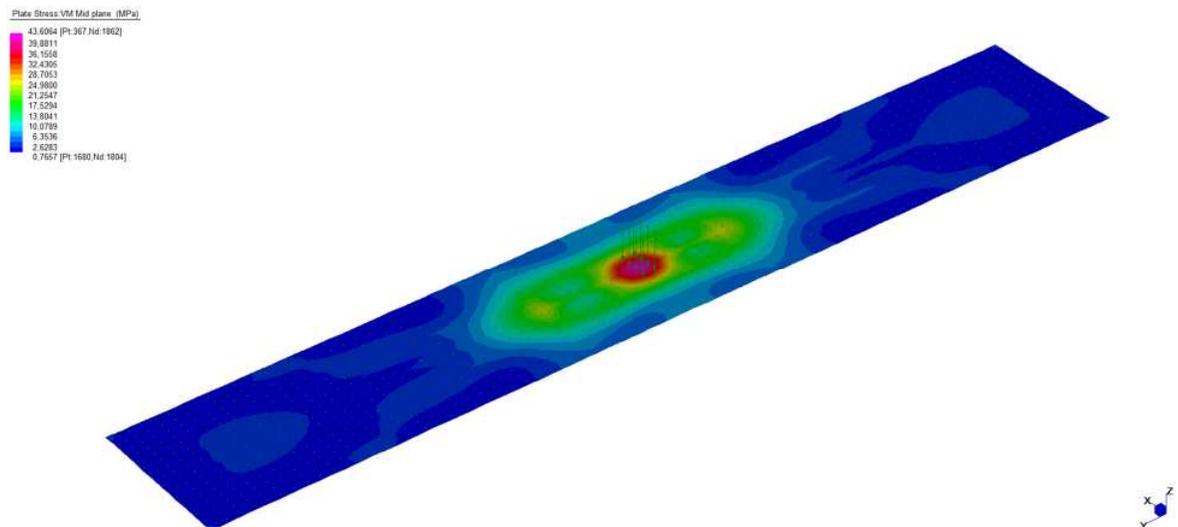


Figura 7 – Visualizzazione delle massime tensioni sulla lastra

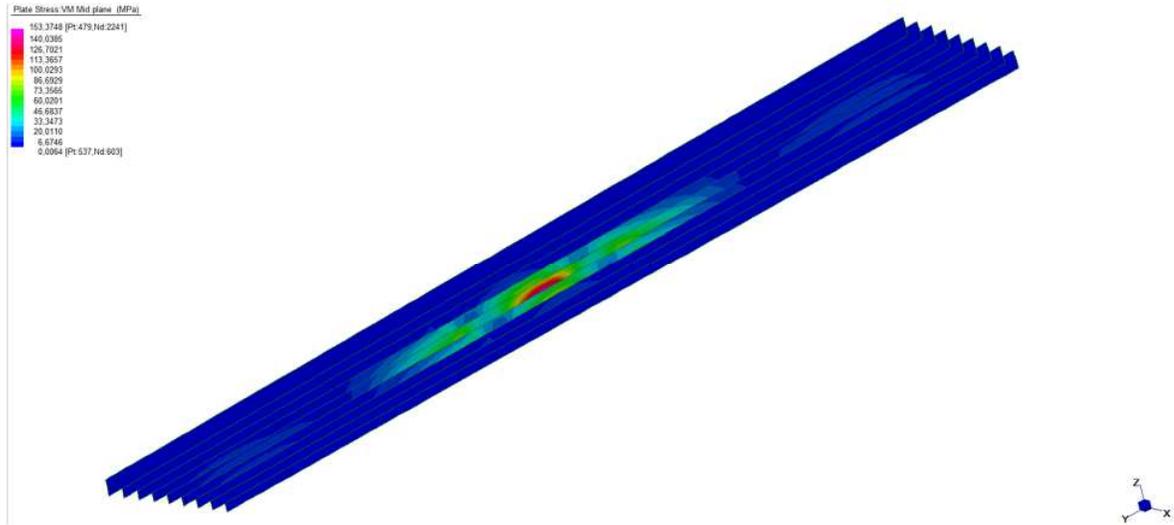


Figura 8 – Visualizzazione della massima tensione sugli irrigidimenti

La tensione massima al lembo superiore della piastra raggiunge un valore pari a 47,71 MPa; mentre per quanto concerne gli irrigidimenti, che risultano essere gli elementi maggiormente sollecitati, si ha una tensione massima pari a 153.37 MPa.

Sia le lastra ortotropa che gli irrigidimenti longitudinali risultano verificati secondo il sistema II.

6.1.3 Sistema III

Il sistema III è costituito dalla lamiera irrigidita e dalle travi portanti. Si considera quindi che la lamiera collabori con le travi principali e la tensione risultante viene poi sommata con un'aliquota delle tensioni ricavate nel sistema II

La verifica sulla lamiera viene effettuata considerando il 50% delle tensioni ricavate nel sistema II:

$$\sigma_{lamiera} = \sigma_{III} + 0.5\sigma_{II}$$

L'analisi delle travi viene eseguita considerando il funzionamento a cassone per ogni coppia di travi. L'impalcato viene quindi sorretto da quattro travi con anime inclinate e ad altezza variabile.

Per le lamiere rinforzate, la larghezza collaborante varia generalmente da 1/3 a 1/5 della luce, quindi, per la luce in questione, si può assumere la lamiera interamente collaborante.

7 CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI

7.1 Sezioni resistenti conci impalcato

Per eseguire le verifiche delle sezioni si riportano di seguito le caratteristiche geometriche ed inerziali dei conci dell'impalcato.

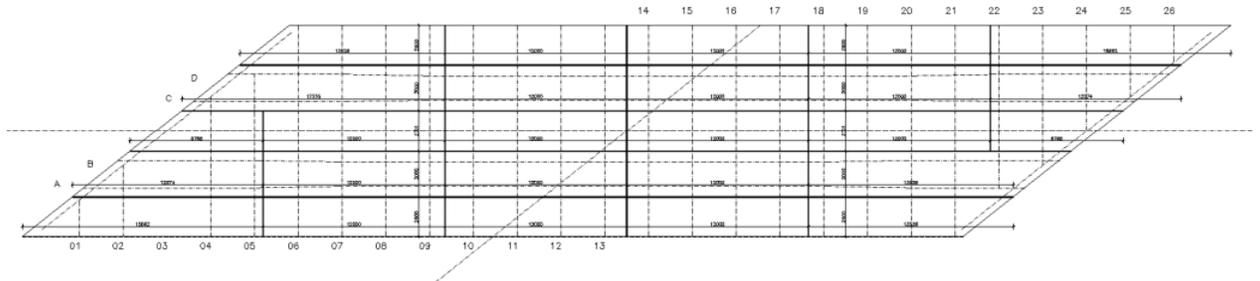
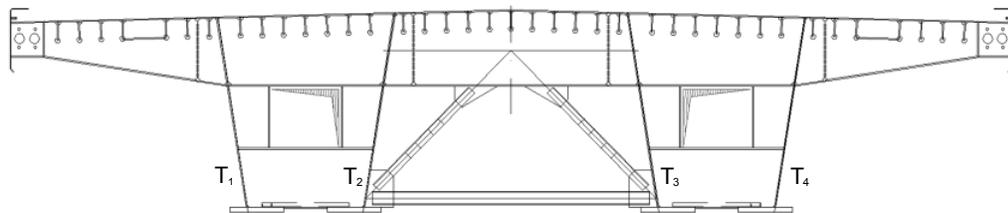


Figura 9 – Visualizzazione dei conci

La rigidità torsionale dell'impalcato è stata calcolata considerando la sommatoria dei momenti d'inerzia torsionali dei singoli cassoni, considerando la seguente sezione.



A vantaggio della sicurezza non si sono considerati i contributi degli sbalzi laterali pertanto la formula passa da

$$J_t = 8 \cdot \left(\lambda_i \cdot \Omega_i \cdot s_i + \frac{\lambda_2}{2} \cdot \Omega_2 \cdot s_2 \right) + \left(\sum_i \frac{a \cdot s^3}{\beta} \right)_{\text{sbalzi}}$$

a

$$J_t = 8 \cdot \left(\lambda_i \cdot \Omega_i \cdot s_i + \frac{\lambda_2}{2} \cdot \Omega_2 \cdot s_2 \right)$$

Si riportano di seguito le caratteristiche geometriche e inerziali delle singole travi delle sezioni principali dei conci previsti:

Sez in mezzeria Sinf=70mm Sanime=15mm	A	W_{inf}	W_{sup}	J_t
	[cm ²]	[cm ³]	[cm ³]	[m ⁴]
TRAVE T ₁	1546	149724	189816	0.0881935
TRAVE T ₂	1346	144917	141441	0.0881935
TRAVE T ₃	1346	144917	141441	0.0881935
TRAVE T ₄	1546	149724	189816	0.0881935

Sez in appoggio Sinf=40mm Sanime=20mm	A	W_{inf}	W_{sup}	J_t
	[cm ²]	[cm ³]	[cm ³]	[m ⁴]
TRAVE T ₁	1365	81341	144342	0.0655148
TRAVE T ₂	1155	76362	105026	0.0655148
TRAVE T ₃	1155	76362	105026	0.0655148
TRAVE T ₄	1365	81341	144342	0.0655148

Tabella 2 – Caratteristiche geometriche delle sezioni

8 ANALISI GLOBALE

8.1 Descrizione del modello

Per l'analisi globale della struttura si utilizza il codice di calcolo Straus7. La struttura viene modellata come illustrato nella figura seguente, in cui il cassone è stato modellato con elementi beam.

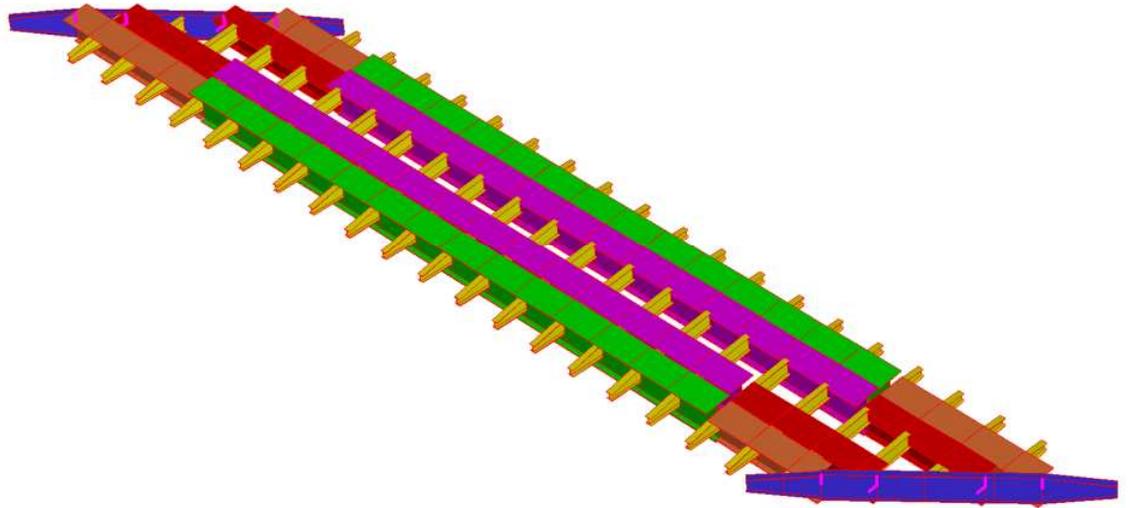


Figura 10 – Visualizzazione del modello 3D

Si assegnano agli elementi beam le caratteristiche geometriche riportate nella seguente tabella. Il peso proprio della struttura viene assegnato automaticamente dal programma di calcolo .

8.1.1 Sollecitazioni per peso proprio delle strutture

I carichi agenti sulla struttura sono il peso proprio degli elementi in acciaio a cui si sommano i permanenti portati.

P.P. strutturale = 62.68 kN/m
 Permanenti = 58.20 kN/m

Dall'analisi eseguita con il codice Straus7 si ottengono i seguenti valori delle sollecitazioni nelle travi principali dell'impalcato.

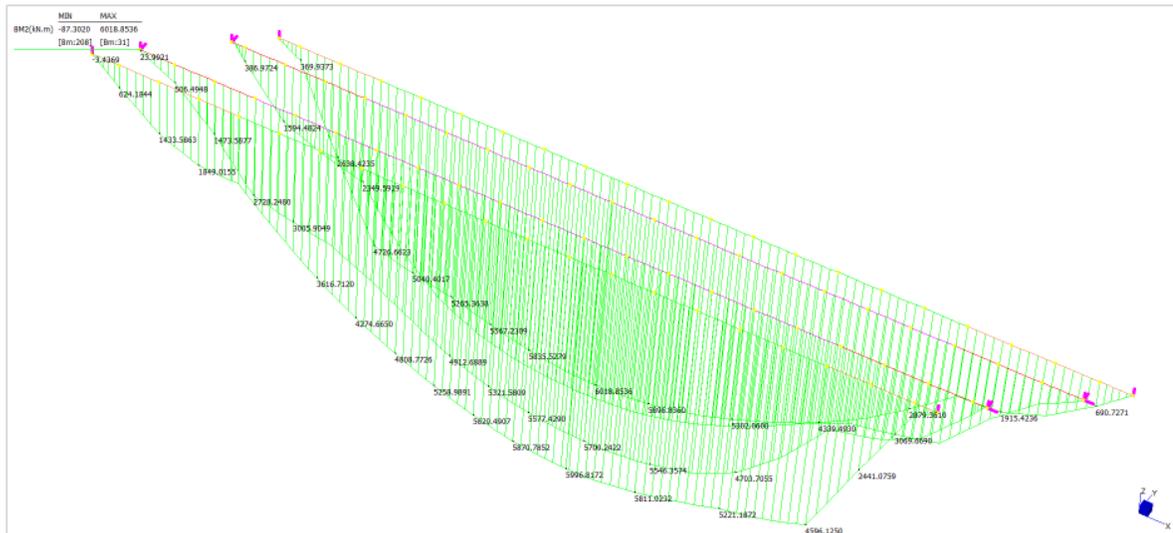


Figura 11 – Momento flettente cassone per peso proprio delle strutture

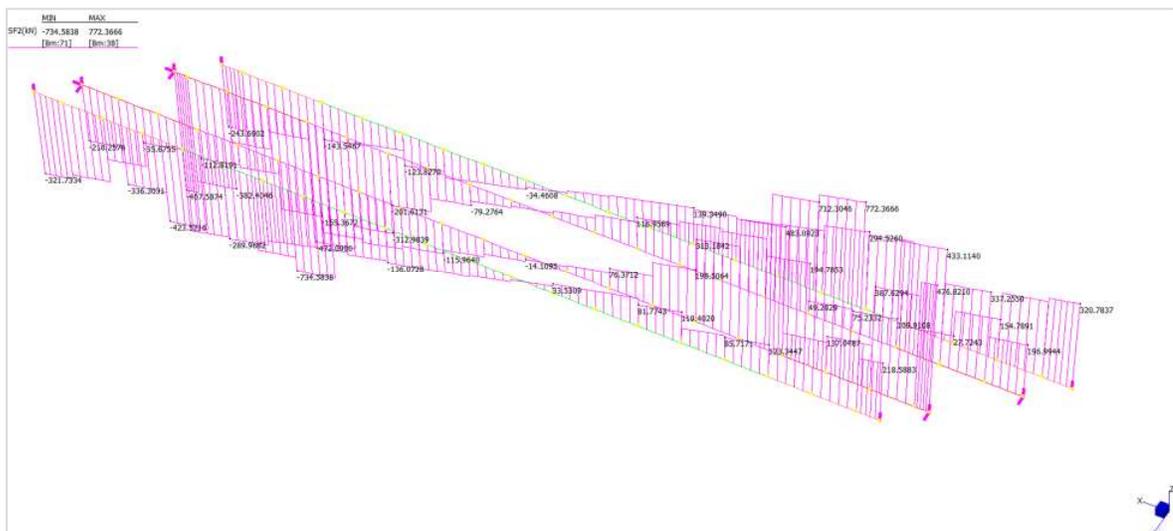


Figura 12 – Sforzo di taglio sul cassone per peso proprio delle strutture

8.1.2 Sollecitazioni per carichi permanenti

Si assegnano al modello i carichi permanenti come combinazione di un carico distribuito; nelle figure seguenti vengono riportati i diagrammi delle sollecitazioni fondamentali.

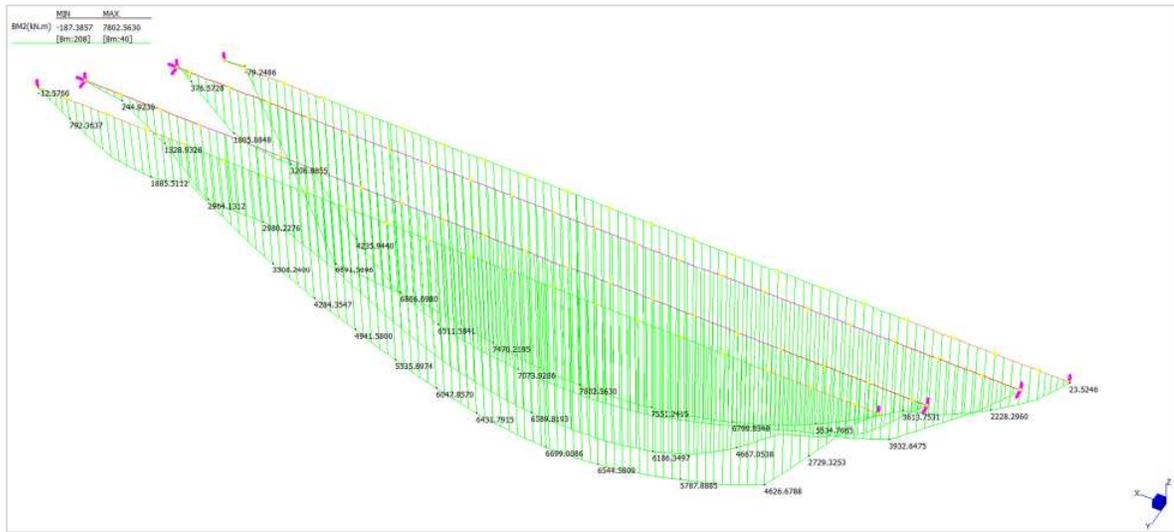


Figura 13 – Momenti flettenti sul cassone per carichi permanenti

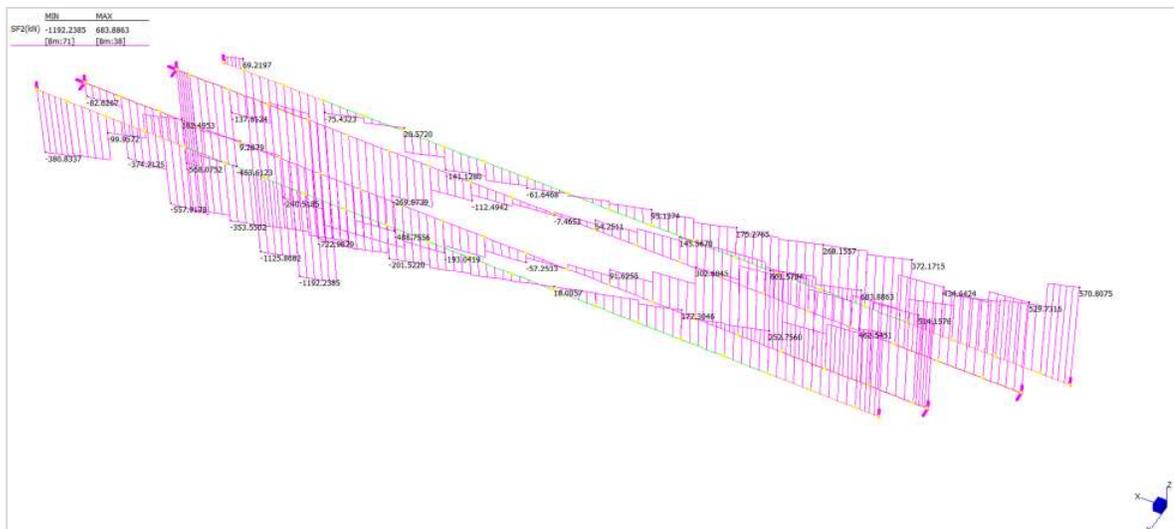


Figura 14 – Sforzi di taglio per carichi permanenti

Distorsioni termiche

Si trattano applicando lungo l'asse d'impalcato il gradiente termico conseguente alla distribuzione di temperatura sull'impalcato; viene applicato un gradiente termico ΔT pari a 15°C , relativo a strutture in acciaio protette in base alle N.T.C.

8.1.3 Azione dei sovraccarichi accidentali

Allo scopo di massimizzare gli effetti di massima flessione in campata, il massimo taglio agli appoggi, nonché il massimo momento torcente, sono state scelte adeguate distribuzioni di carico conformi alla vigente Normativa. Vista la geometria trasversale dell'impalcato e tenuto conto della larghezza di ingombro convenzionale delle corsie, si sono rese necessarie, ai fini delle verifiche, tre distinte colonne di carico:

-1° corsia: carico distribuito pari a $q_{ik}=9,00\text{kN/m}^2$ con associato carico asse $Q_{ik}=300\text{kN}$

-2° corsia: carico distribuito pari a $q_{ik}=2,50\text{kN/m}^2$ con associato carico asse $Q_{ik}=200\text{kN}$

-3° corsia: carico distribuito pari a $q_{ik}=2,50\text{kN/m}^2$ con associato carico asse $Q_{ik}=100\text{kN}$

alle quali è stata associata un'ulteriore corsia, individuabile nel marciapiede, per la quale è previsto lo schema di carico 5 (Folla).

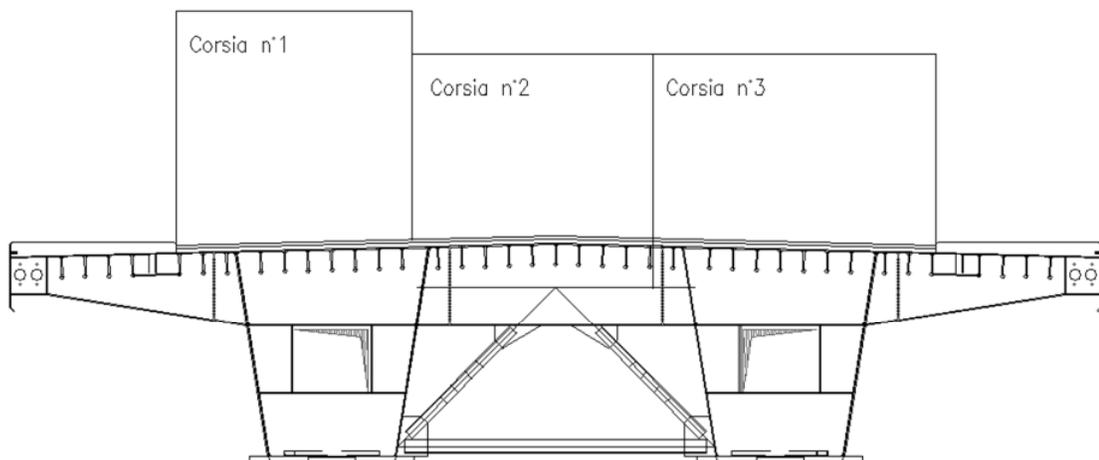


Figura 15 – Distribuzione trasversale T1 del carico accidentale per massimizzare i momenti flettenti

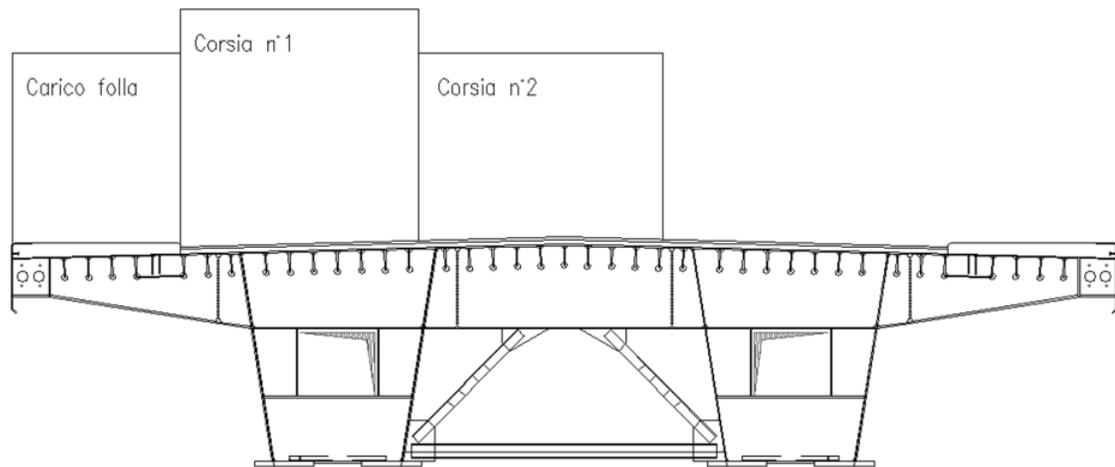


Figura 16 – Distribuzione trasversale T2 del carico accidentale per massimizzare i momenti torcenti

Nelle figure seguenti vengono riportati i diagrammi delle sollecitazioni fondamentali.

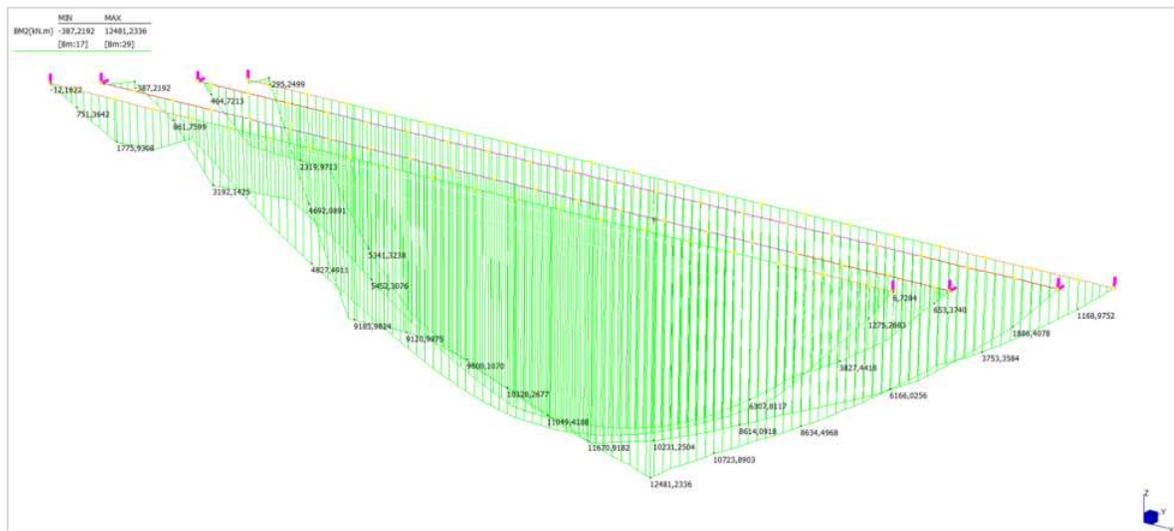


Figura 17 – Momenti flettenti sul cassone per carichi accidentali

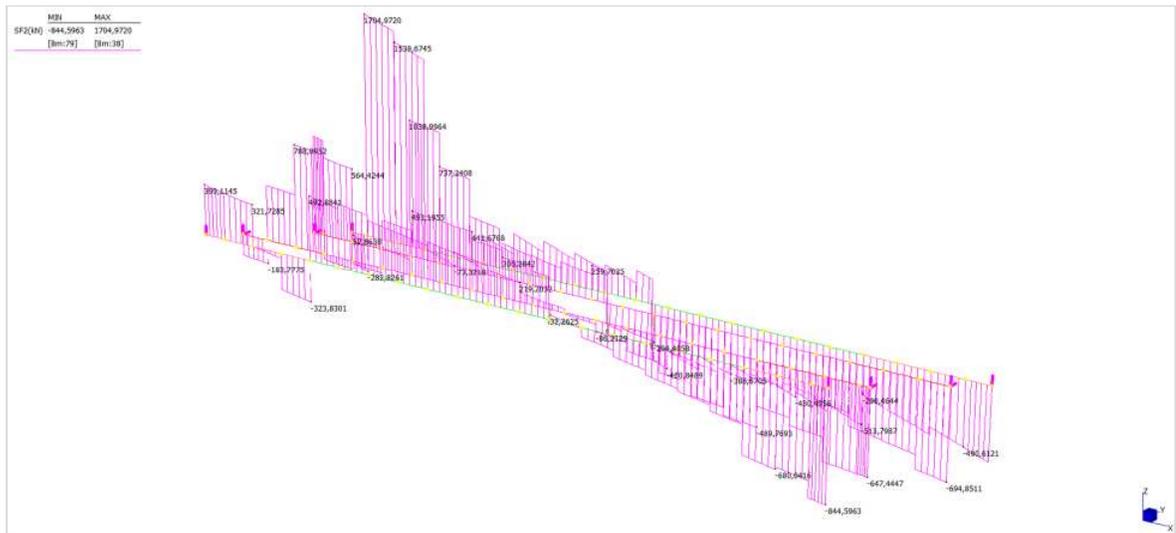
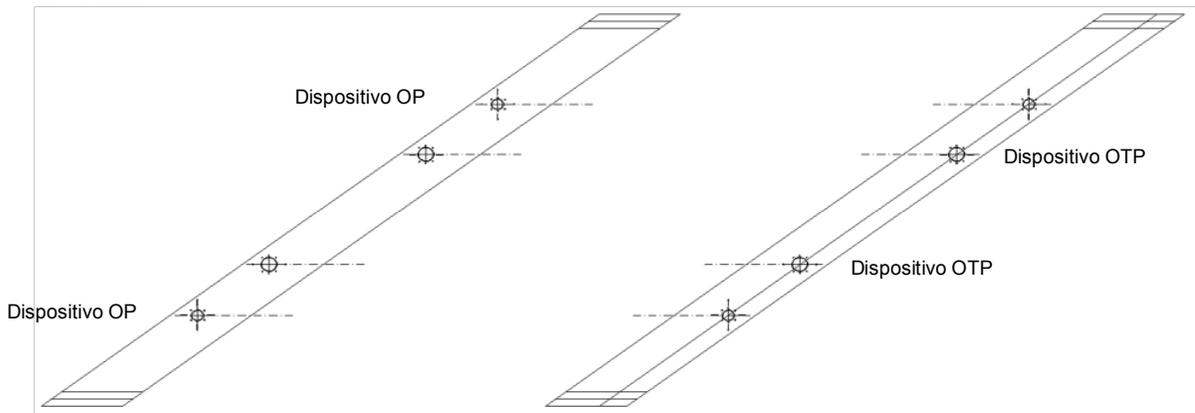


Figura 18 – Sforzi di taglio per carichi accidentali

8.1.4 Azione sismica

Mediante il codice di calcolo Straus7 si esegue un'analisi modale per calcolare le frequenze proprie del sistema e le forme modali ad esse associate valutando la percentuale di partecipazione di massa di ciascun modo per le varie direzioni di verifica.

Viene riportato a seguire lo schema di vincolo adottato nell'analisi modale condotta:



Nella modellazione le spalle vengono considerate elementi rigidi ed indeformabili, per cui la deformabilità della struttura è concentrata di impalcato. Di seguito si riportano i valori delle frequenze proprie dei primi 13 modi di vibrare del sistema e le masse modali coinvolte per sollecitazioni agenti nelle direzioni x (trasversale), y (verticale) e z (assiale). I modi di vibrare non ortogonali alla sollecitazione sismica sono evidenziati in grassetto e sono quelli che verranno utilizzati per l'analisi con spettro di risposta.

MODE PARTICIPATION FOR TRANSLATIONAL EXCITATION						
Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Eng)	Modal Stiff (Eng)	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	2.4146E+00	1.6637E+05	3.8293E+07	0.000	0.000	81.004
2	3.9354E+00	2.2501E+05	1.3758E+08	97.014	0.145	0.000
3	4.0444E+00	6.1730E+04	3.9863E+07	2.780	0.316	0.013
4	6.4687E+00	2.1519E+03	3.5548E+06	0.098	0.153	0.000
5	8.9629E+00	1.1579E+05	3.6723E+08	0.027	22.823	0.001
6	9.3685E+00	1.6692E+05	5.7836E+08	0.053	65.178	0.000
7	1.0244E+01	9.0988E+01	3.7695E+05	0.000	0.000	0.000
8	1.1229E+01	4.2938E+04	2.1373E+08	0.000	0.000	0.686
9	1.5772E+01	2.8279E+04	2.7772E+08	0.000	0.023	0.097
10	1.9017E+01	5.2266E+04	7.4619E+08	0.000	0.000	4.685
TOTAL MASS PARTICIPATION FACTORS				99.972	88.638	86.488

Come prescritto dalla normativa i pesi delle masse modali considerate sono superiori al 80% della massa totale del manufatto.

Si riportano di seguito i primi tre modi di vibrare

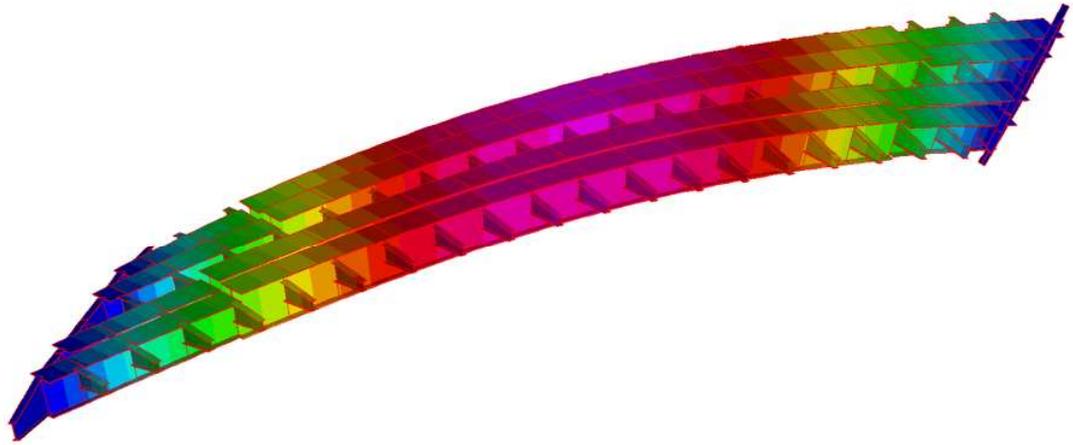


Figura 19 – Modo 1

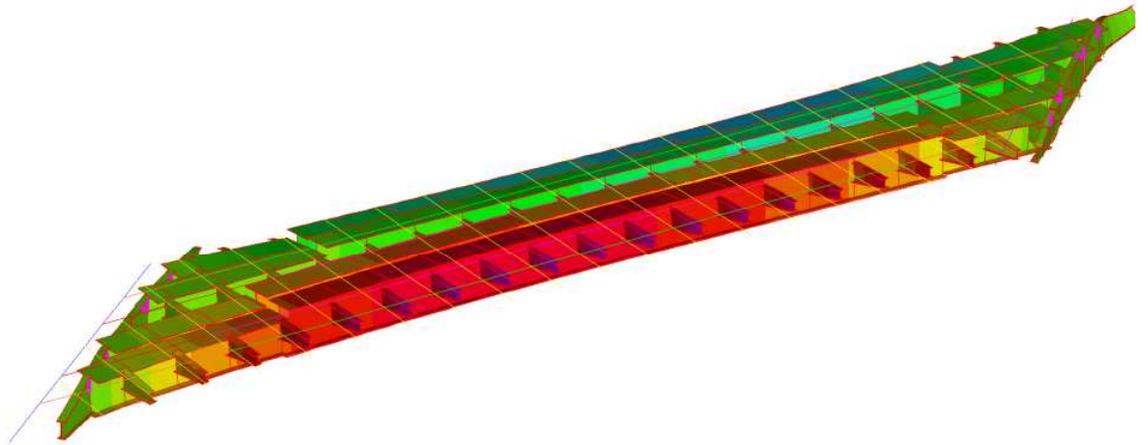


Figura 20 – Modo 2

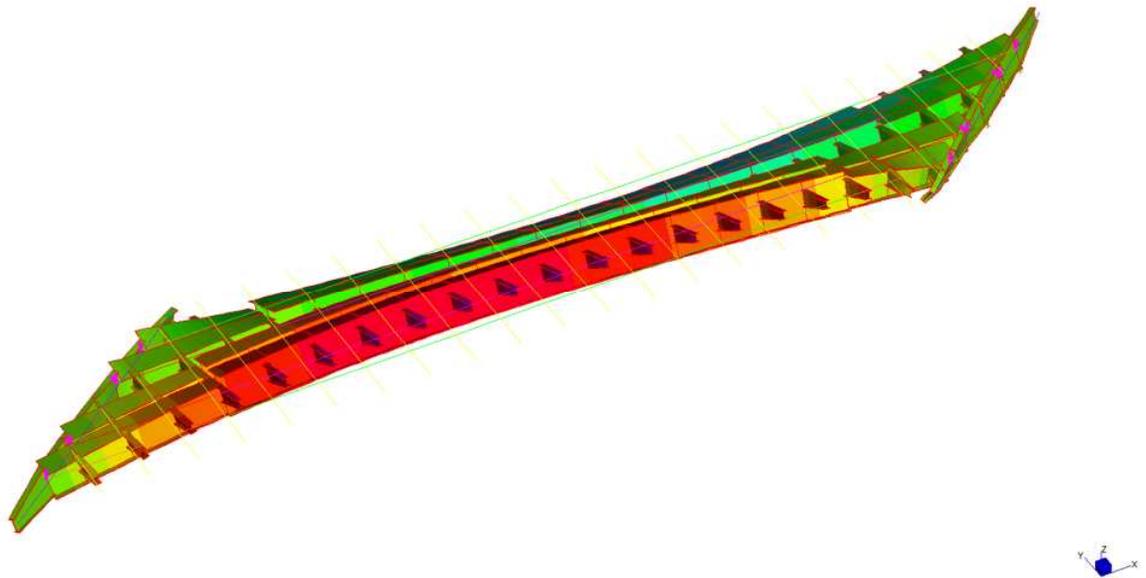


Figura 21 – Modo 3

A completamento dell'analisi sismica viene riportata l'analisi al passo condotta utilizzando un modello semplificato a beam equivalente con carichi pari a:

peso proprio + permanente + 0.2accidentale

L'accelerogramma applicato al modello presenta le seguenti caratteristiche:

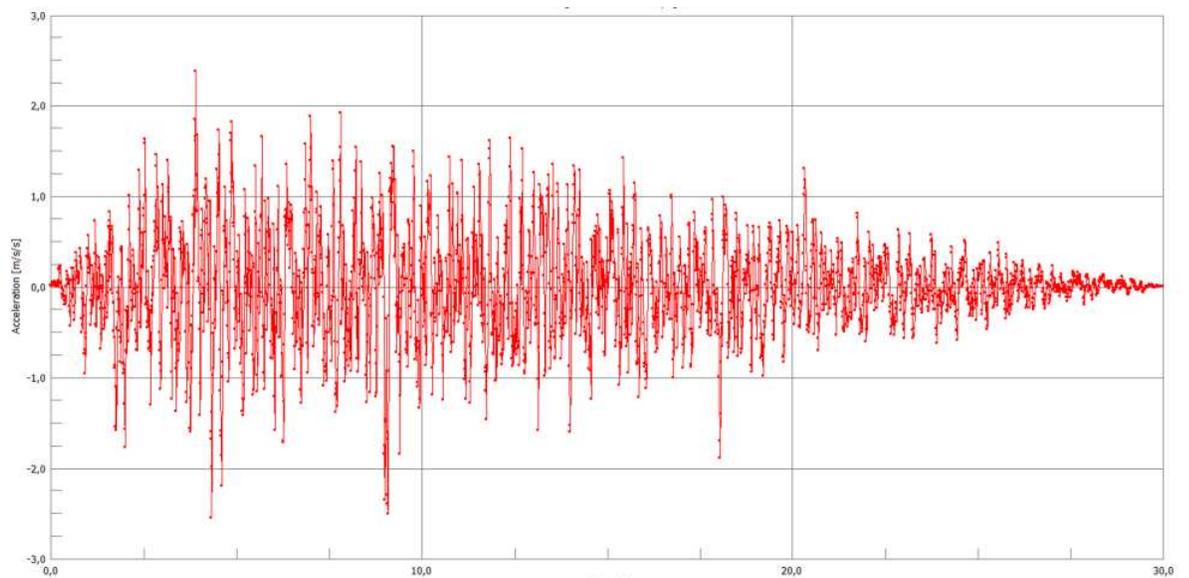


Figura 22 – Accelerogramma applicato

Dall'analisi dei risultati è possibile riportare il grafico gli spostamenti del dispositivo, il grafico della forza sui dispositivi e il ciclo di isteresi dello stesso.

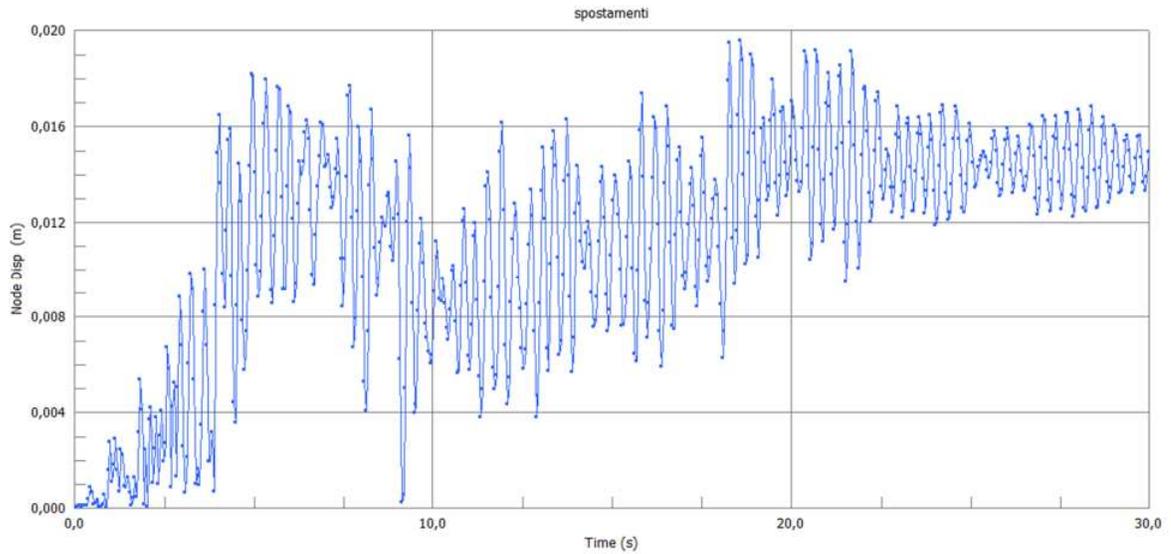


Figura 23 – Diagramma tempo – spostamento

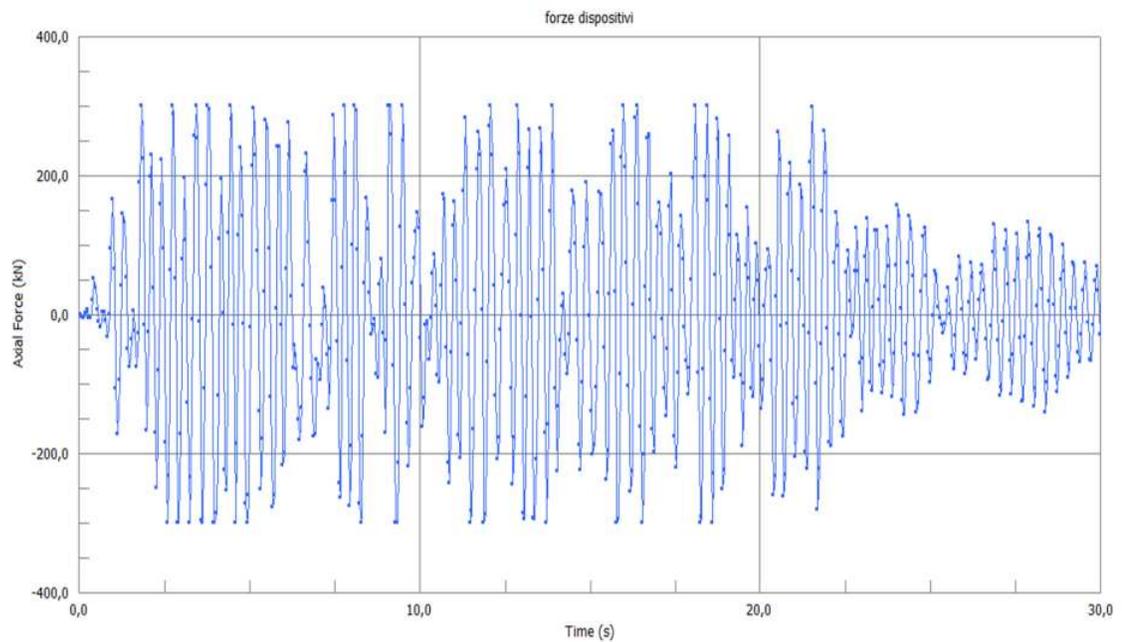


Figura 24 – Diagramma tempo – sforzo assiale

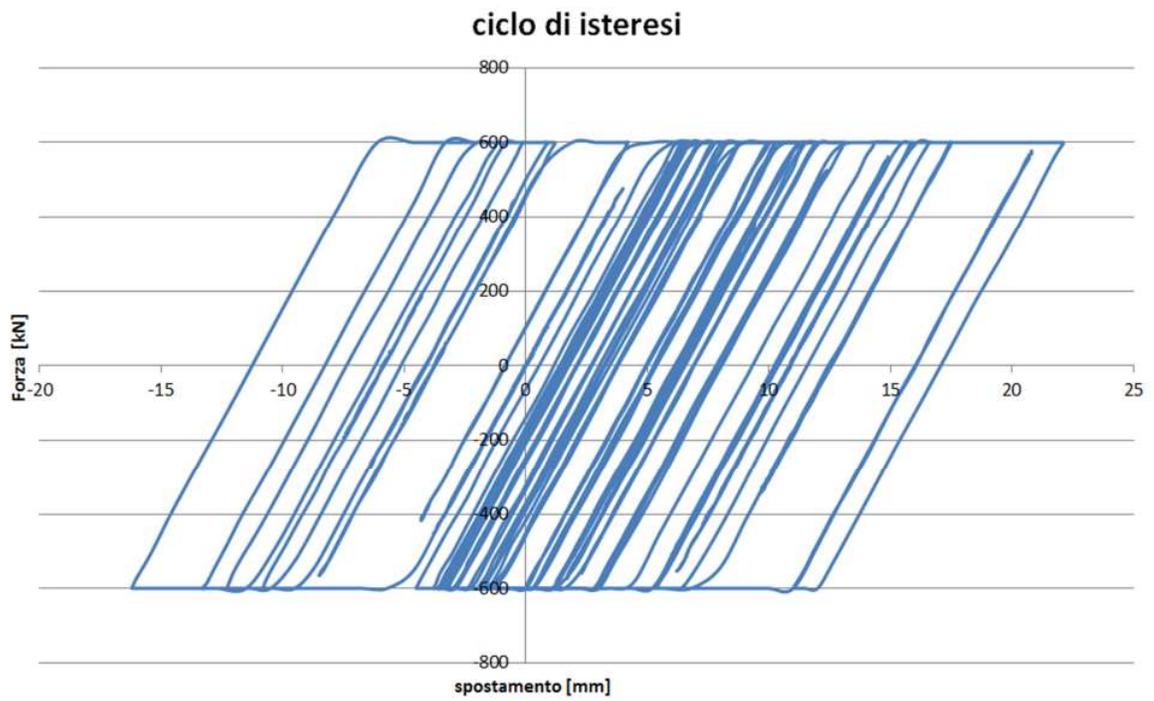


Figura 25 – Ciclo di isteresi per i dispositivi della singola spalla

9 VERIFICHE

Di seguito si riportano le verifiche nelle sezioni significative; vengono considerate tali la sezione in mezzzeria relative alle singole travi, indicate successivamente con M1-4, per le quali sarà condotta la verifica a flessione, e le sezioni relative agli appoggi, per le quali avranno valenza le verifiche a taglio.

I valori delle azioni di progetto si ricavano attraverso i coefficienti della tabella di seguito riportata.

	Peso proprio strutture (g_1)	Sovraccarichi permanenti (g_2)	Altre azioni permanenti (g_3)	Distorsioni di progetto (ϵ_1)	Ritiro del cis (ϵ_2)	Variazioni termiche (ϵ_3)	Scorrimenti viscosi (ϵ_4)	Cedimenti vincolari (ϵ_5)	Carichi mobili (tandem Q_1)	Carichi mobili (q_1)	Folla impalcato	Folla marciapiedi e piste	Frenamento (q_3)	Forza centrifuga (q_4)	Vento (q_5)	Resistenze dei vincoli (q_7)	Urto (q_8)
A11	1.35	1.5	1.5	1	1.2	0.72	1.2	1.2	1.35	1.35	0	0.675	0	0	0.9	1.5	1.5
A11 _{q5}	1.35	1.5	1.5	1	1.2	0.72	1.2	1.2	1.02	0.54	0	0.675	0	0	1.5	1.5	1.5
A11 _{Tk}	1.35	1.35	1.5	1	1.2	1.2	1.2	1.2	1.02	0.54	0	0.675	0	0	0.9	1.5	1.5
A12 _a	1.35	1.5	1.5	1	1.2	0.72	1.2	1.2	1.02	0.54	0	0	1.5	0	0.9	1.5	1.5
A12 _b	1.35	1.5	1.5	1	1.2	0.72	1.2	1.2	1.02	0.54	0	0	0	1.5	0.9	1.5	1.5

9.1 Verifica flessionale allo SLU delle sezioni del cassone

9.1.1.1 Massime sollecitazioni relative alle sezioni di mezzeria delle travi

Si considera la sezione M_1 della trave denominata T_1 e viene riportata di seguito la tabella riportante le sollecitazioni per le varie condizioni di carico.

		Bending Moment 2	Axial Force
		(kN.m)	(kN)
Trave T_1	A11STR (MAX FLESSIONE)	32562.50	529.77
	A11STR (MAX TAGLIO)	26896.57	548.26
Trave T_2	A11STR (MAX FLESSIONE)	29445.06	228.01
	A11STR (MAX TAGLIO)	25585.96	230.93
Trave T_3	A11STR (MAX FLESSIONE)	30270.21	47.62
	A12STR (MAX TORSIONE)	24403.29	224.42
Trave T_4	A11STR (MAX FLESSIONE)	30407.0476	425.7079
	A12STR (MAX TAGLIO)	23934.7165	499.618

Tabella 3 – Massime sollecitazioni nella sezione di mezzeria [kN,kNm]

9.1.2 Sezione di mezzeria M_1 relativa alla trave T_1

Si considera la sezione M_1 della trave denominata T_1 e viene riportata di seguito la tabella riportante le sollecitazioni per le varie condizioni di carico.

TRAVE T_1 Sezione maggiormente sollecitata a presso-flessione	Bending Moment 2	Axial Force
	(kN.m)	(kN)
A11STR (MAX FLESSIONE)	32562.50	529.77
A11STR (MAX TORSIONE)	30105.08	512.76
A11STR (MAX TAGLIO)	26896.57	548.26
A12STR (MAX FLESSIONE)	27796.73	511.06
A12STR (MAX TORSIONE)	26297.49	503.49
A12STR (MAX TAGLIO)	23612.54	525.03

La massima sollecitazione flessionale nella sezione di mezzeria è quella che si ottiene per la combinazione di carico "A11STR" in cui si hanno i seguenti valori:

$$M_{\max} = 32562.50 \text{ kNm}$$

$$N = 529.77 \text{ kN}$$

Da cui si hanno le massime tensioni sull'acciaio:

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W_{\text{sup}}} = -168.12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_{\text{inf}}} = 220.91 \text{ MPa}$$

La massima sollecitazione di sforzo assiale nella sezione di mezzeria è quella che si ottiene per la combinazione di carico "A11STR" in cui si hanno i seguenti valori:

$$N_{\max} = 548.26 \text{ kN}$$

$$M = 26896.57 \text{ kNm}$$

Da cui si hanno le massime tensioni sull'acciaio:

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W_{\text{sup}}} = -138.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_{\text{inf}}} = 183.18 \text{ MPa}$$

La tensione massima al lembo superiore nel sistema III, prevede che alla tensione della sezione globale, si aggiunga il 50% della tensione massima del sistema II pertanto la massima tensione al lembo superiore risulta:

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N}{A} - \frac{M_{1-1}}{W_{\text{sup}}} + 50\% \sigma_{II} = -168.12 - 21.85 = -190 \text{ MPa}$$

Le sollecitazioni massime risultano inferiori ai valori di resistenza di calcolo.

9.1.3 Sezione di mezzeria M_2 relativa alla trave T_2

Si considera la sezione M_2 della trave denominata T_2 e viene riportata di seguito la tabella riportante le sollecitazioni per le varie condizioni di carico.

TRAVE T_2 Sezione maggiormente sollecitata a presso-flessione	Bending Moment 2	Axial Force
	(kN.m)	(kN)
A11STR (MAX FLESSIONE)	29445.06	228.01
A11STR (MAX TORSIONE)	25923.03	218.45
A11STR (MAX TAGLIO)	25585.96	230.93
A12STR (MAX FLESSIONE)	25671.83	104.90
A12STR (MAX TORSIONE)	23580.28	98.99
A12STR (MAX TAGLIO)	22756.07	107.10

La massima sollecitazione flessionale nella sezione di mezzeria è quella che si ottiene per la combinazione di carico "A11STR" in cui si hanno i seguenti valori:

$$M_{\max} = 29445.06 \text{ kNm}$$

$$N = 228.01 \text{ kN}$$

Da cui si hanno le massime tensioni sull'acciaio:

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W_{\text{sup}}} = -206.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_{\text{inf}}} = 204.9 \text{ MPa}$$

La massima sollecitazione di sforzo assiale nella sezione di mezzeria è quella che si ottiene per la combinazione di carico "A11STR" in cui si hanno i seguenti valori:

$$N_{\max} = 230.93 \text{ kN}$$

$$M = 25585.96 \text{ kNm}$$

Da cui si hanno le massime tensioni sull'acciaio:

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W_{\text{sup}}} = -179.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_{\text{inf}}} = 178.3 \text{ MPa}$$

La tensione massima al lembo superiore nel sistema III, prevede che alla tensione della sezione globale, si aggiunga il 50% della tensione massima del sistema II pertanto la massima tensione al lembo superiore risulta:

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N}{A} - \frac{M_{I-1}}{W_{\text{sup}}} + 50\% \sigma_{II} = -206.5 - 21.8 = -228.3 \text{ MPa}$$

Le sollecitazioni massime risultano inferiori ai valori di resistenza di calcolo.

9.1.4 Sezione di mezzeria M_3 relativa alla trave T_3

Si considera la sezione M_3 della trave denominata T_3 e viene riportata di seguito la tabella riportante le sollecitazioni per le varie condizioni di carico.

TRAVE T_3 Sezioni maggiormente sollecitate a presso-flessione	Bending Moment 2	Axial Force
	(kN.m)	(kN)
A11STR (MAX FLESSIONE)	30270.21	47.62
A11STR (MAX TORSIONE)	27601.46	60.57
A11STR (MAX TAGLIO)	24976.57	47.92
A12STR (MAX FLESSIONE)	26000.87	216.70
A12STR (MAX TORSIONE)	24403.29	224.42
A12STR (MAX TAGLIO)	22001.23	216.93

La massima sollecitazione flessionale nella sezione di mezzeria è quella che si ottiene per la combinazione di carico "A11STR" in cui si hanno i seguenti valori:

$$M_{\max} = 30270.21 \text{ kNm}$$

$$N = 47.62 \text{ kN}$$

Da cui si hanno le massime tensioni sull'acciaio:

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W_{\text{sup}}} = -213.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_{\text{inf}}} = 209.2 \text{ MPa}$$

La massima sollecitazione di sforzo assiale nella sezione di mezzeria è quella che si ottiene per la combinazione di carico "A12STR" in cui si hanno i seguenti valori:

$$N_{\max} = 224.4 \text{ kN}$$

$$M = 24403.3 \text{ kNm}$$

Da cui si hanno le massime tensioni sull'acciaio:

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W_{\text{sup}}} = -170.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_{\text{inf}}} = 170.0 \text{ MPa}$$

La tensione massima al lembo superiore nel sistema III, prevede che alla tensione della sezione globale, si aggiunga il 50% della tensione massima del sistema II pertanto la massima tensione al lembo superiore risulta:

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N}{A} - \frac{M_{1-1}}{W_{\text{sup}}} - \frac{M_{2-2}}{W_{\text{lat}}} + 50\% \sigma_{II} = -213.6 - 21.8 = -235.6 \text{ MPa}$$

Le sollecitazioni massime risultano inferiori ai valori di resistenza di calcolo.

9.1.5 Sezione di mezzeria M_4 relativa alla trave T_4

Si considera la sezione M_4 della trave denominata T_4 e viene riportata di seguito la tabella riportante le sollecitazioni per le varie condizioni di carico.

TRAVERE T_4 Sezioni maggiormente sollecitate a presso-flessione	Bending Moment 2	Axial Force
	(kN.m)	(kN)
A11STR (MAX FLESSIONE)	30407.0476	425.7079
A11STR (MAX TORSIONE)	26349.6404	407.8132
A11STR (MAX TAGLIO)	26941.0319	433.2485
A12STR (MAX FLESSIONE)	26690.1353	474.2076
A12STR (MAX TORSIONE)	24344.2878	464.1989
A12STR (MAX TAGLIO)	24071.3678	479.9049
A11STR (MAX FLESSIONE)	30302.2834	446.3265
A11STR (MAX TORSIONE)	26416.8392	423.1264
A11STR (MAX TAGLIO)	26807.2676	452.6834
A12STR (MAX FLESSIONE)	26575.3951	494.815
A12STR (MAX TORSIONE)	24338.1379	482.0032
A12STR (MAX TAGLIO)	23934.7165	499.618

La massima sollecitazione flessionale nella sezione di mezzeria è quella che si ottiene per la combinazione di carico "A11STR" in cui si hanno i seguenti valori:

$$M_{\max} = 30407.0 \text{ kNm}$$

$$N = 425.7 \text{ kN}$$

Da cui si hanno le massime tensioni sull'acciaio:

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W_{\text{sup}}} = -157.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_{\text{inf}}} = 205.8 \text{ MPa}$$

La massima sollecitazione di sforzo assiale nella sezione di mezzeria è quella che si ottiene per la combinazione di carico "A11STR" in cui si hanno i seguenti valori:

$$N_{\max} = 499.6 \text{ kN}$$

$$M = 23934.7 \text{ kNm}$$

Da cui si hanno le massime tensioni sull'acciaio:

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W_{\text{sup}}} = -122.9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_{\text{inf}}} = 163.1 \text{ MPa}$$

La tensione massima al lembo superiore nel sistema III, prevede che alla tensione della sezione globale, si aggiunga il 50% della tensione massima del sistema II pertanto la massima tensione al lembo superiore risulta:

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N}{A} - \frac{M_{1-1}}{W_{\text{sup}}} - \frac{M_{2-2}}{W_{\text{lat}}} + 50\% \sigma_{II} = -157.4 - 21.8 = -179.25 \text{ MPa}$$

Le sollecitazioni massime risultano inferiori ai valori di resistenza di calcolo.

9.2 Verifica al taglio del cassone allo SLU

9.2.1 Sezione all'appoggio S_A

9.2.1.1 Massime sollecitazioni relative alle sezioni in appoggio delle travi

Si considera la sezione S₁ della trave denominata T₁ e viene riportata di seguito la tabella riportante le sollecitazioni per le varie condizioni di carico.

Sezioni in appoggio maggiormente sollecitate		Shear Force 2	Torque
		(kN)	(kNm)
Trave T ₁	A11STR (MAX FLESSIONE)	1665	0
	A11STR (MAX TORSIONE)	353	5
Trave T ₂	A11STR (MAX FLESSIONE)	2060	3
	A11STR MAX FLESSIONE)	2060	3
Trave T ₃	A11STR (MAX FLESSIONE)	2590	3
	A12STR (MAX TAGLIO)	2128	6
Trave T ₄	A11STR (MAX FLESSIONE)	1692	0
	A11STR (MAX TAGLIO)	896	3

Tabella 4 – Massime sollecitazioni nella sezione di appoggio [kN,kNm]

9.2.2 Sezione di appoggio S₁ relativa alla trave T₁

Si considera la sezione S₁ della trave denominata T₁ e viene riportata di seguito la tabella riportante le sollecitazioni per le varie condizioni di carico.

TRAVERTE T ₁ Sezioni maggiormente sollecitate a taglio	Shear Force 2	Axial Force	Torque
	(kN)	(kN)	(kN.m)
A11STR (MAX FLESSIONE)	736	4	5
A11STR (MAX TORSIONE)	353	34	5
A11STR (MAX TAGLIO)	1533	61	4
A12STR (MAX FLESSIONE)	820	154	4
A12STR (MAX TORSIONE)	620	142	4
A12STR (MAX TAGLIO)	1422	203	3
A11STR (MAX FLESSIONE)	1665	87	0
A11STR (MAX TORSIONE)	1569	76	0
A11STR (MAX TAGLIO)	1534	83	0
A12STR (MAX FLESSIONE)	1391	87	0
A12STR (MAX TORSIONE)	1333	93	0
A12STR (MAX TAGLIO)	1292	90	0

Tabella 5 – Massime sollecitazioni nella sezione di appoggio [kN,kNm]

La massima sollecitazione flessionale nella sezione di mezzeria è quella che si ottiene per la combinazione di carico “A11STR” in cui si hanno i seguenti valori:

Si verifica la sezione del cassone per le sollecitazioni taglianti, considerando la combinazione di carico che massimizza il taglio in prossimità dell'appoggio alle spalle. Le sollecitazioni sono le seguenti:

Lo sforzo di taglio sulla parete verticale è pari a:

$$T_{\max} = 1665.2 \text{ kN}$$

La tensione massima sulle anime delle travi, tenuta conto delle inclinazioni delle stesse, risulta pari a:

$$\tau_{\text{cassone}} = \frac{T_{\max}}{s \cdot b} = 39.8 \text{ MPa}$$

La rigidità torsionale del cassone è tale per cui il momento torcente non incrementa la massima tensione tangenziale.

Cautelativamente si verifica la sezione considerando la rigidità torsionale alla Bredt. Si ottiene, per le pareti inclinate del cassone, la seguente massima tensione:

$$\tau = \frac{M_t}{2 \cdot \Omega \cdot s} = 0.48 \text{ kPa}$$

La massima tensione tangenziale sulle pareti inclinate del cassone risulta pari a 43.6 MPa. Tenendo conto, in favore di sicurezza, della sollecitazione di sforzo assiale, supposta contemporanea, si ottiene:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = 81.5 \text{ MPa} < f_d = 338 \text{ MPa}$$

In accordo con le NTC 2008 il valore di calcolo dell'azione tagliante V_{Ed} deve rispettare la condizione:

$$V_{Ed}/V_{c,Rd} < 1$$

Nel caso in esame si ha:

$$V_{Ed} = 1665 \text{ kN}$$

Mentre la resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}$ vale:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 8174 \text{ kN}$$

$$V_{Ed}/V_{c,Rd} = 0,20 < 1$$

9.2.3 Sezione di appoggio S₂ relativa alla trave T₂

Si considera la sezione S₂ della trave denominata T₂ e viene riportata di seguito la tabella riportante le sollecitazioni per le varie condizioni di carico.

TRAVERE T ₂ Sezioni maggiormente sollecitate a taglio	Shear Force 2	Axial Force	Torque
	(kN)	(kN)	(kN.m)
A11STR (MAX FLESSIONE)	781	104	1
A11STR (MAX TORSIONE)	425	93	1
A11STR (MAX TAGLIO)	1069	129	1
A12STR (MAX FLESSIONE)	806	266	1
A12STR (MAX TORSIONE)	629	262	1
A12STR (MAX TAGLIO)	1023	285	0
A11STR (MAX FLESSIONE)	2256	145	2
A11STR (MAX TORSIONE)	1984	82	0
A11STR (MAX TAGLIO)	2060	178	3
A12STR (MAX FLESSIONE)	1982	15	3
A12STR (MAX TORSIONE)	1822	17	2
A12STR (MAX TAGLIO)	1835	40	3

Tabella 6 – Massime sollecitazioni nella sezione di appoggio [kN,kNm]

La massima sollecitazione flessionale nella sezione di mezzeria è quella che si ottiene per la combinazione di carico "A11STR" in cui si hanno i seguenti valori:

Si verifica la sezione del cassone per le sollecitazioni taglianti, considerando la combinazione di carico che massimizza il taglio in prossimità dell'appoggio alle spalle. Le sollecitazioni sono le seguenti:

Lo sforzo di taglio sulla parete verticale è pari a:

$$T_{\max} = 2255.7 \text{ kN}$$

La tensione massima sulle anime delle travi, tenuta conto delle inclinazioni delle stesse, risulta pari a:

$$\tau_{\text{cassone}} = \frac{T_{\max}}{s \cdot b} = 55.2 \text{ MPa}$$

La rigidità torsionale del cassone è tale per cui il momento torcente non incrementa la massima tensione tangenziale.

Cautelativamente si verifica la sezione considerando la rigidità torsionale alla Bredt. Si ottiene, per le pareti inclinate del cassone, la seguente massima tensione:

$$\tau = \frac{M_t}{2 \cdot \Omega \cdot s} = 16.4 \text{ kPa}$$

La massima tensione tangenziale sulle pareti inclinate del cassone risulta pari a 27.2 MPa. Tenendo conto, in favore di sicurezza, della sollecitazione di sforzo assiale, supposta contemporanea, si ottiene:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = 99.4 \text{ MPa} < f_d = 338 \text{ MPa}$$

In accordo con le NTC 2008 il valore di calcolo dell'azione tagliante V_{Ed} deve rispettare la condizione:

$$V_{Ed}/V_{c,Rd} < 1$$

Nel caso in esame si ha:

$$V_{Ed} = 2256 \text{ kN}$$

Mentre la resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}$ vale:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 7979 \text{ kN}$$

$$V_{Ed}/V_{c,Rd} = 0,28 < 1$$

9.2.4 Sezione di appoggio S₃ relativa alla trave T₃

Si considera la sezione S₃ della trave denominata T₃ e viene riportata di seguito la tabella riportante le sollecitazioni per le varie condizioni di carico.

TRAVERE T ₃ Sezioni maggiormente sollecitate a taglio	Shear Force 2	Axial Force	Torque
	(kN)	(kN)	(kN.m)
A11STR (MAX FLESSIONE)	1303	367	0
A11STR (MAX TORSIONE)	1462	328	0
A11STR (MAX TAGLIO)	1052	374	0
A12STR (MAX FLESSIONE)	1061	75	0
A12STR (MAX TORSIONE)	1137	96	0
A12STR (MAX TAGLIO)	871	70	0
A11STR (MAX FLESSIONE)	2332	166	5
A11STR (MAX TORSIONE)	2128	189	6
A11STR (MAX TAGLIO)	2590	126	3
A12STR (MAX FLESSIONE)	2027	184	3
A12STR (MAX TORSIONE)	1905	193	4
A12STR (MAX TAGLIO)	2222	153	2

Tabella 7 – Massime sollecitazioni nella sezione di appoggio [kN,kNm]

La massima sollecitazione flessionale nella sezione di mezzeria è quella che si ottiene per la combinazione di carico “A11STR” in cui si hanno i seguenti valori:

Si verifica la sezione del cassone per le sollecitazioni taglianti, considerando la combinazione di carico che massimizza il taglio in prossimità dell’appoggio alle spalle. Le sollecitazioni sono le seguenti:

Lo sforzo di taglio sulla parete verticale è pari a:

$$T_{\max} = 2590.1 \text{ kN}$$

La tensione massima sulle anime delle travi, tenuta conto delle inclinazioni delle stesse, risulta pari a:

$$\tau_{\text{cassone}} = \frac{T_{\max}}{s \cdot b} = 63.4 \text{ MPa}$$

La rigidità torsionale del cassone è tale per cui il momento torcente non incrementa la massima tensione tangenziale.

Cautelativamente si verifica la sezione considerando la rigidità torsionale alla Bredt. Si ottiene, per le pareti inclinate del cassone, la seguente massima tensione:

$$\tau = \frac{M_t}{2 \cdot \Omega \cdot s} = 9.39 \text{ kPa}$$

La massima tensione tangenziale sulle pareti inclinate del cassone risulta pari a 27.0 MPa. Tenendo conto, in favore di sicurezza, della sollecitazione di sforzo assiale, supposta contemporanea, si ottiene:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = 113.0 \text{ MPa} < f_d = 338 \text{ MPa}$$

In accordo con le NTC 2008 il valore di calcolo dell'azione tagliante V_{Ed} deve rispettare la condizione:

$$V_{Ed}/V_{c,Rd} < 1$$

Nel caso in esame si ha:

$$V_{Ed} = 2590 \text{ kN}$$

Mentre la resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}$ vale:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 7979 \text{ kN}$$

$$V_{Ed}/V_{c,Rd} = 0,32 < 1$$

9.2.5 Sezione di appoggio S_4 relativa alla trave T_4

Si considera la sezione S_4 della trave denominata T_4 e viene riportata di seguito la tabella riportante le sollecitazioni per le varie condizioni di carico.

TRAVERE T_4 Sezioni maggiormente sollecitate a taglio	Shear Force 2	Axial Force	Torque
	(kN)	(kN)	(kN.m)
A11STR (MAX FLESSIONE)	1692	39	0
A11STR (MAX TORSIONE)	1480	37	0
A11STR (MAX TAGLIO)	1681	51	0
A12STR (MAX FLESSIONE)	1510	64	0
A12STR (MAX TORSIONE)	1408	62	0
A12STR (MAX TAGLIO)	1502	73	0
A11STR (MAX FLESSIONE)	1306	335	3
A11STR (MAX TORSIONE)	1473	269	2
A11STR (MAX TAGLIO)	896	350	3
A12STR (MAX FLESSIONE)	991	371	3
A12STR (MAX TORSIONE)	1064	336	2
A12STR (MAX TAGLIO)	682	382	3

Tabella 8 – Massime sollecitazioni nella sezione di appoggio [kN,kNm]

La massima sollecitazione flessionale nella sezione di mezzeria è quella che si ottiene per la combinazione di carico "A11STR" in cui si hanno i seguenti valori:

Si verifica la sezione del cassone per le sollecitazioni taglianti, considerando la combinazione di carico che massimizza il taglio in prossimità dell'appoggio alle spalle. Le sollecitazioni sono le seguenti:

Lo sforzo di taglio sulla parete verticale è pari a:

$$T_{\max} = 1691.9 \text{ kN}$$

La tensione massima sulle anime delle travi, tenuta conto delle inclinazioni delle stesse, risulta pari a:

$$\tau_{\text{cassone}} = \frac{T_{\max}}{s \cdot b} = 40.4 \text{ MPa}$$

La rigidità torsionale del cassone è tale per cui il momento torcente non incrementa la massima tensione tangenziale.

Cautelativamente si verifica la sezione considerando la rigidità torsionale alla Bredt. Si ottiene, per le pareti inclinate del cassone, la seguente massima tensione:

$$\tau = \frac{M_t}{2 \cdot \Omega \cdot s} = 0.99 \text{ kPa}$$

La massima tensione tangenziale sulle pareti inclinate del cassone risulta pari a 41.5 MPa. Tenendo conto, in favore di sicurezza, della sollecitazione di sforzo assiale, supposta contemporanea, si ottiene:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = 81.4 \text{ MPa} < f_d = 338 \text{ MPa}$$

In accordo con le NTC 2008 il valore di calcolo dell'azione tagliante V_{Ed} deve rispettare la condizione:

$$V_{Ed}/V_{c,Rd} < 1$$

Nel caso in esame si ha:

$$V_{Ed} = 1692 \text{ kN}$$

Mentre la resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}$ vale:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 8174 \text{ kN}$$

$$V_{Ed}/V_{c,Rd} = 0,21 < 1$$

9.3 Verifica all'imbozzamento delle pareti del cassone

9.3.1 Verifica della sezione in mezzeria

Si verificano i pannelli d'anima del cassone nella sezione di mezzeria secondo quanto previsto dalla CNR-UNI 10011; i pannelli d'anima di elementi strutturali a parete piena devono essere verificati dall'imbozzamento e, localmente in corrispondenza di eventuali carichi applicati fra gli irrigidimenti.

Si considera il pannello d'anima rettangolare compreso tra la lastra ortotropa e l'irrigidimento longitudinale:

- la tensione massima al lembo superiore ed inferiore del pannello risultano pari a:

$$\sigma_{sup} = 168MPa$$

$$\sigma_{inf} = -220MPa$$

- l'irrigidimento è posto a distanza $h = 550mm$ dalla lastra ortotropa

si riporta il foglio di calcolo per la verifica all'imbozzamento:

Point	Altezza trave	Tensione MPa		
[1]-1	0,00	-168,70	piattab.superiore	compressione
[1]-2	183,33	-142,76		
[1]-3	366,67	-116,82		
[1]-4	550,00	-90,88	irrigidimento	
[1]-5	733,33	-64,94		
[1]-6	916,67	-39,00		
[1]-7	1100,00	-13,06		
[1]-8	1283,33	12,88		
[1]-9	1338,00	20,61		
[1]-10	1521,33	46,55		
[1]-11	1704,67	72,49		
[1]-12	1888,00	98,43		
[1]-13	2071,33	124,37		
[1]-14	2254,67	150,31		
[1]-15	2750,00	220,40	piatt.inferiore	trazione

CNR - 10011			pannello 1	
tw	15,00	mm		
a	3250,00	mm		
h	550,00	mm		
α	5,91	>1,5	>2/3	
σ_1	168,70	MPa	compressione	
σ_2	90,88	MPa	compressione	
ψ	0,54			
κ_1	7,63			
κ_3	23,90			
k_{σ}	23,90			
$\sigma_{cr,0}$	138,50	MPa		
σ_{cr}	3310,05	MPa	<	284 MPa calcola sigma cr,red
term1	0,0196			
term2	0,082			
VERIFICA	1,90	>	1	SODDISFATTA
k_{τ}	4,36			
τ_{cr}	604,35	Mpa		
τ	46,02	MPa		
				$\sigma_{cr,rd}$ 1829,99 $\sigma_{cr,red}$ 353,66 verifica con $\sigma_{cr,red}$ 1,90

9.3.2 Verifica dell'irrigidimento longitudinale

L'anima delle travi viene irrigidita con delle nervature longitudinali costituite da un profilo L 110x110x10; a seguire viene riportato il foglio di calcolo per la verifica dell'irrigidimento:

Denominazione profilo		L 110x110x10					
Caratteristiche geometriche irrigidimento							
	$I_0 =$	1953000	mm ⁴				
	$A =$	1710	mm ²				
	$e =$	38,7	mm				
	$I_T = I_0 + A \cdot e^2$	4514050		Caso di irrigidimento non simmetrico			
Parametri di verifica delle nervature longitudinali							
posizione geometrica della nervatura rispetto all'orlo superiore			$h_1 =$	550	mm	h primo pannello	550
			$h =$	2750	mm	h totale anima	
			$\eta =$	0,2			
rapporto tra le tensioni normali in alto e in basso del pannello			$\sigma_0 =$	-160	MPa	tensione in basso	
			$\sigma_1 =$	220	MPa	tensioni in alto	
			$\psi =$	-0,73			
rigidezza estensionale della nervatura di area trasversale A_L			$A_L =$	2100	mm		
			$\delta =$	0,05			
verifica nervature longitudinali							
Caratteristiche dell'anima							
	$h =$	2750	mm				
	$a =$	3000	mm				
	$t_a =$	15	mm				
	$\alpha =$	1,09					
	$\gamma_T =$	5,00					
	$I_T \geq 0,092 \cdot \gamma_T \cdot h \cdot t^3$	4269375		verificato			

10 VERIFICHE ALLO SLE

10.1 Verifica dello spostamento verticale del cassone in mezzeria

Per la verifica del massimo spostamento verticale si considerano i coefficienti di per le verifiche allo SLE.

Dall'analisi ad elementi finiti si deducono i valori delle deformazioni massime in campata suddivise per le diverse condizioni di carico considerate. Nella tabella si riassumono i risultati ottenuti.

	Freccia in asse ponte [mm]
Peso proprio	56.60
Permanenti	76.30
Massima freccia permanenti	132.9 (~L/457)
Sovraccarichi accidentali	110.2 (~L/550)
Deformazione termica	±4.5
Massima freccia accidentali	114.7
Totale massima	247.6 (~L/278)

Tabella 9 – Deformazione in mezzeria sulla linea d'asse del ponte [mm]

L'impalcato con questa combinazione di carico ruota attorno all'asse principale di 0,0738 deg. Aggiunta la rotazione legata alle caratteristiche della sollecitazione che massimizzano la torsione, che vale 0.0323 deg, si ottiene un abbassamento trasversale rispetto l'asse dell'impalcato di 33.2mm.

11 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FATICA

Si riporta di seguito la verifica allo stato limite di fatica per i principali elementi strutturali del viadotto. Per l'analisi si è eseguito un modello ad elementi finiti utilizzando elementi SHELL a 4 nodi. Si riporta di seguito una visualizzazione del modello.

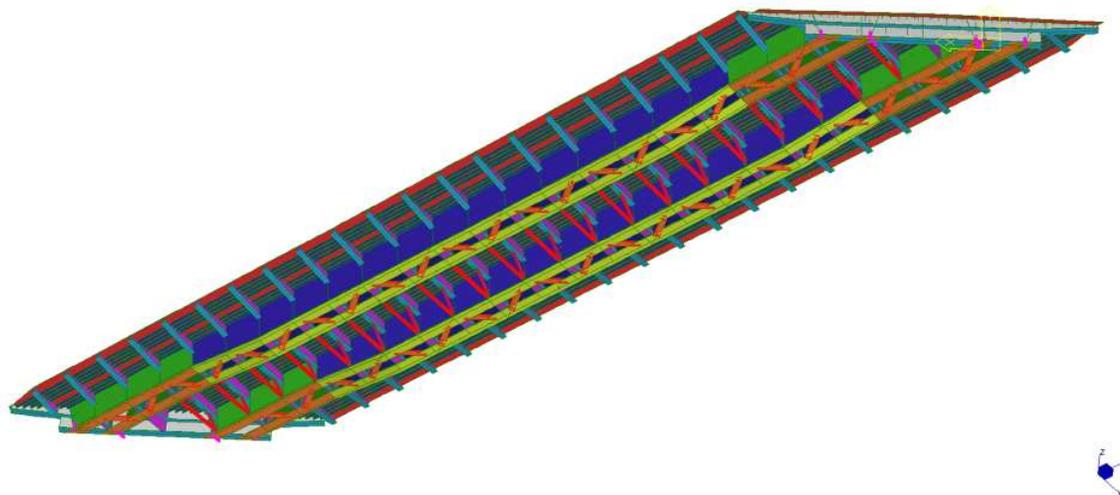


Figura 26 – Visualizzazione del modello per l'analisi

Per la verifica si considera il *modello di carico a fatica n. 2* associato alla sagoma del veicolo 3, avente le seguenti caratteristiche (NTC Tab. 5.1. VII):

Distanza tra gli assi [m]	Carico frequente per asse [kN]
3.2	90
5.2	180
1.3	120
1.3	120
	120

Si considerano i seguenti dettagli di fatica:

- Per le travi (anima e piattabanda) si considera un $\Delta\sigma=71\text{MPa}$
- Per la lastra ortotropa si considera un $\Delta\sigma=71\text{MPa}$
- Per la reticolare inferiore si considera un $\Delta\tau=80\text{MPa}$

Si considera il coefficienti di riduzione per $2 \cdot 10^6$ cicli pari a 0.737 ed i coefficienti di sicurezza differenziati per il tipo di elemento:

Conseguenze moderate	Conseguenze significative
$\gamma_M = 1.15$	$\gamma_M = 1.35$

Le tensioni di riferimento diventano le seguenti:

- Per le travi (anima e piattabanda) si considera un $\Delta\sigma=38.76\text{MPa}$
- Per la lastra ortotropa si considera un $\Delta\sigma=45.50\text{MPa}$
- Per la reticolare inferiore si considera un $\Delta\tau=43.67\text{MPa}$

Si riportano di seguito le visualizzazioni delle massime tensioni sulle piattabande inferiori per il transito del mezzo convenzionale:

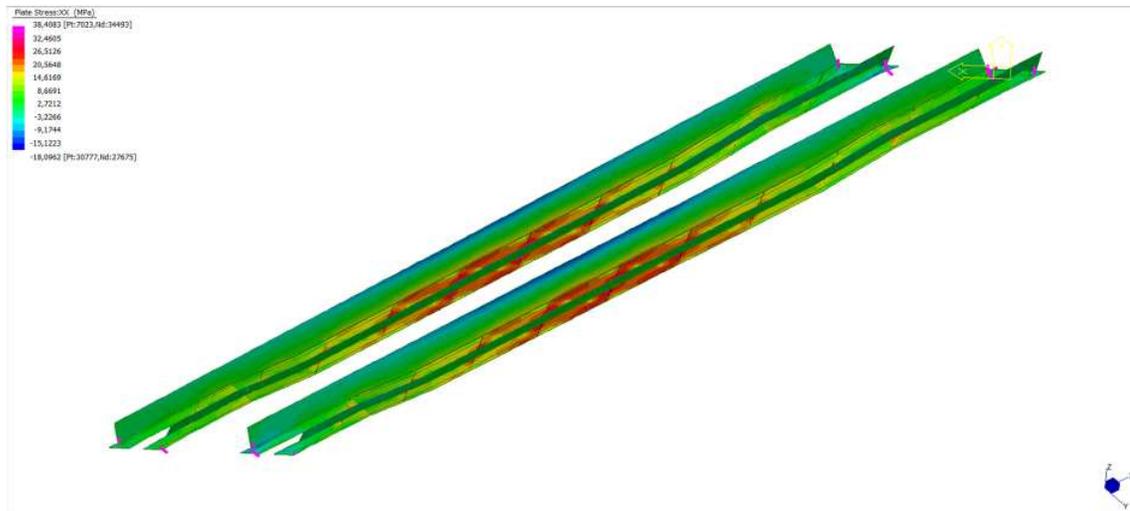
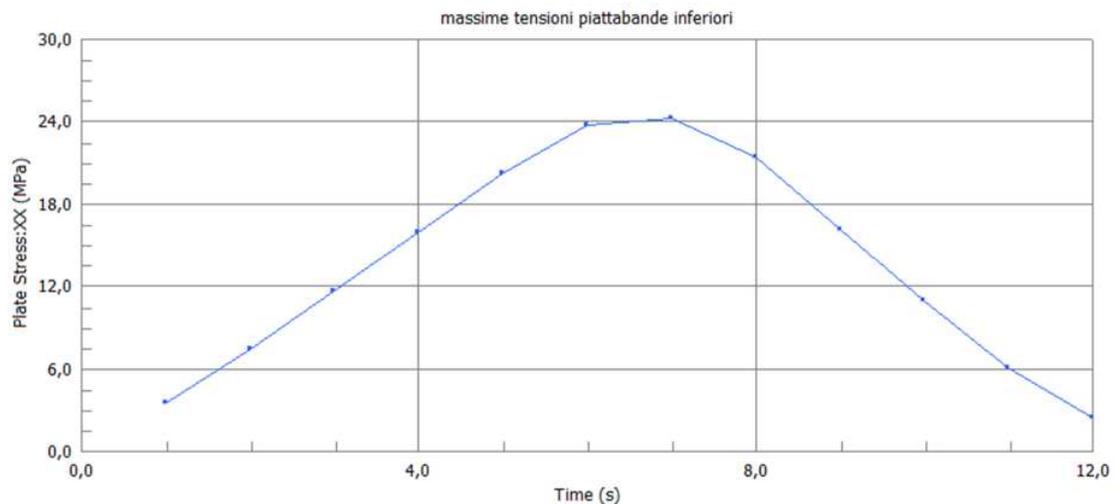


Figura 27 – Visualizzazione delle Tensioni di trazione nella piattabanda inferiore

Come si vede dal contour le massime tensioni di trazione sulla piattabanda inferiore sono inferiori al limite previsto dalla normativa pertanto la verifica allo stato limite è soddisfatta.

Si diagramma di seguito l'andamento delle tensioni massime sull'elemento più sollecitato.



La massima tensione risulta pari a 24.03MPa ed è inferiore alla tensione limite (pari a 38.76MPa) pertanto la verifica è soddisfatta.

Per gli irrigidimenti della lastra ortotropa si riporta di seguito la massima sollecitazione sugli irrigidimenti verticali.

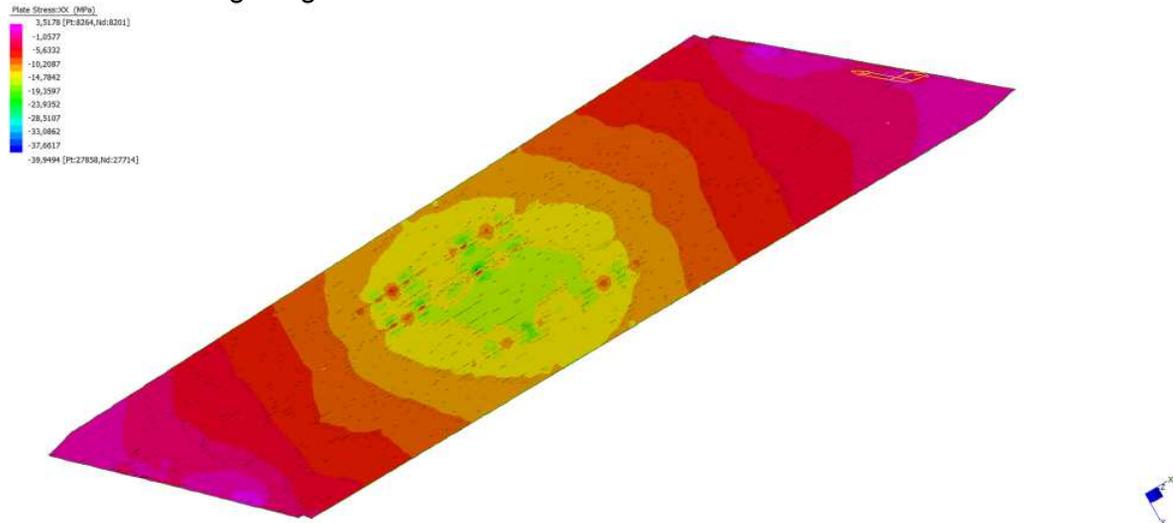
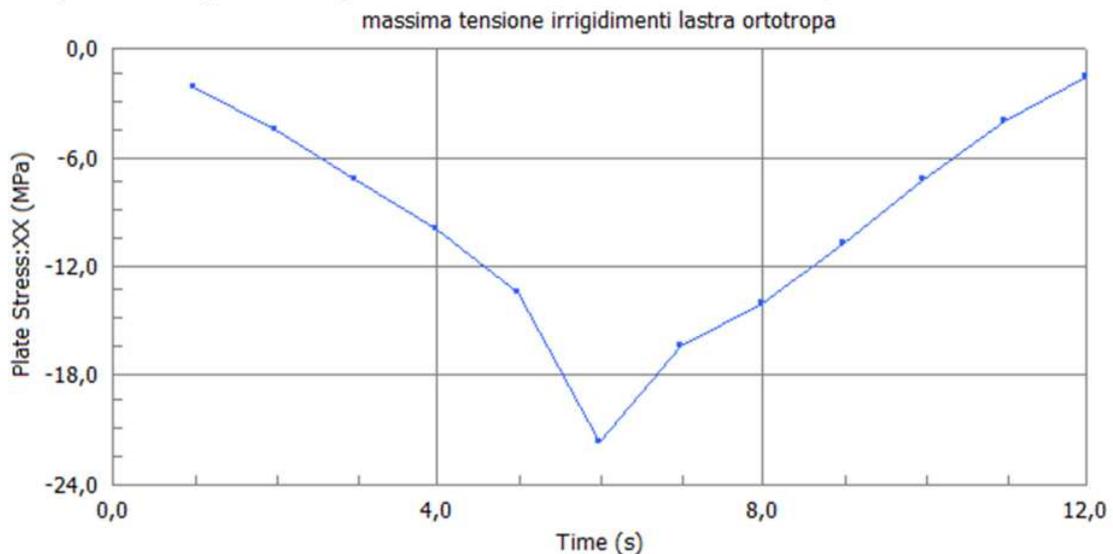


Figura 28 – Visualizzazione delle tensioni sulla lastra

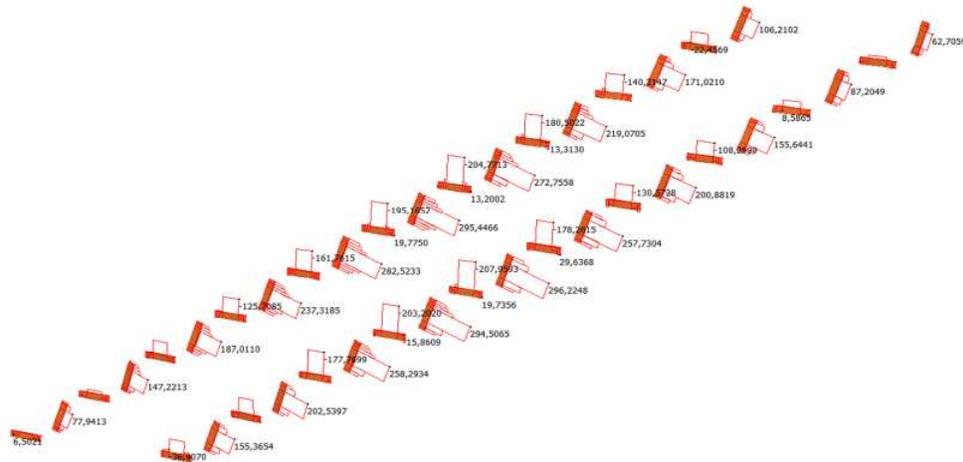
Si riporta di seguito il diagramma delle tensioni nell'elemento più sollecitato.



La massima tensione risulta pari a 21.69MPa ed è inferiore alla tensione limite (pari a 45.50MPa) pertanto la verifica è soddisfatta.

Per la reticolare inferiore si riporta la massima sollecitazione assiale sul profilo saldato a C (anima 380 x 9.5 ÷ ali 100 x 17.5).

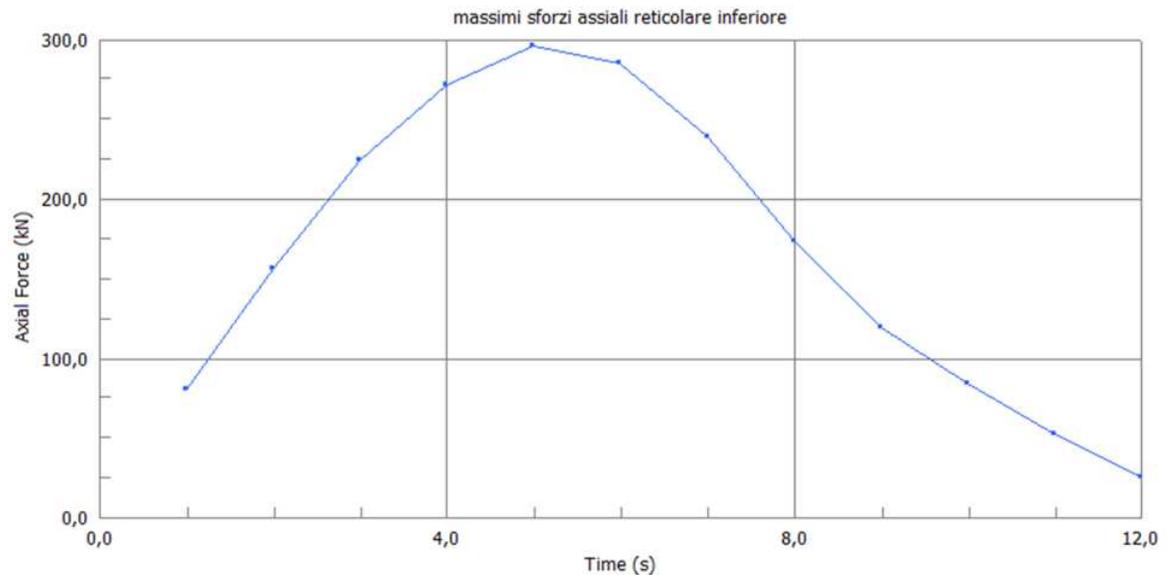
	MIN	MAX
AxForce(kN)	-207,9593	296,2248
	[Bm:238]	[Bm:233]



S

Figura 29 – Visualizzazione delle sollecitazioni sulla reticolare inferiore

Si riporta di seguito il diagramma dello sforzo assiale sulla diagonale più sollecitata al transito del mezzo convenzionale.



La massima sollecitazione assiale sul diagonale è pari a 296.22kN.

Si considera cautelativamente per la verifica un doppio cordone di lati 280mm e 500mm (in realtà un cordone è più esteso e si trascurano i cordoni di sigillatura) con sezione di gola pari a 10.6mm (corrispondente ad un cordone di lato 15*15mm).

La tensione massima risulta pari a 31.35MPa ed è inferiore alla massima limite (pari a 43.67MPa) pertanto la verifica è soddisfatta.

12 APPARECCHI D'APPOGGIO

Nel calcolo delle sottostrutture in fase di esercizio si considerano i carichi permanenti, mobili e le distorsioni provenienti dall'impalcato, con distribuzione trasversali e longitudinali tali da massimizzare le reazioni agli appoggi.

12.1 Reazioni vincolari modello globale

Le sollecitazioni sugli apparecchi d'appoggio si ricavano dall'analisi globale dell'impalcato. Viene riportato il modello con la numerazione dei nodi:

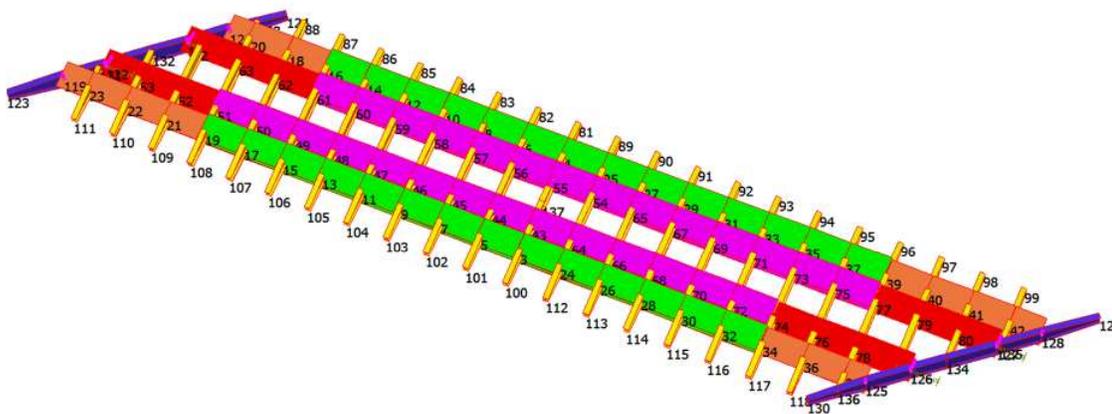


Figura 30 – Modello con numerazione nodi

I contributi dei vari carichi sono riassunte nelle seguenti tabelle.

12.2 Carichi di progetto agli SLE

Si ricavano i valori di sollecitazione agli SLE per i singoli appoggi

	FORZE STATICHE VERTICALI (non combinate)					
	pp	perm	acc.q	acc.Q	acc. Vento	Σ
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
Spalla A						
<i>appoggio 1</i>	1018,0	1766,0	650,0	16,0	-82,0	3368,0
<i>appoggio 2</i>	180,0	-243,0	725,0	337,0	55,0	1054,0
<i>appoggio 3</i>	318,0	257,0	481,0	164,0	40,0	1260,0
<i>appoggio 4</i>	354,0	329,0	451,0	117,0	-22,0	1229,0
Spalla B						
<i>appoggio 1</i>	354,0	645,0	262,0	49,0	-1,0	1309,0
<i>appoggio 2</i>	302,0	379,0	161,0	-30,0	-25,0	787,0
<i>appoggio 3</i>	210,0	401,0	-290,0	-250,0	-31,0	40,0
<i>appoggio 4</i>	999,0	1462,0	1592,0	801,0	68,0	4922,0

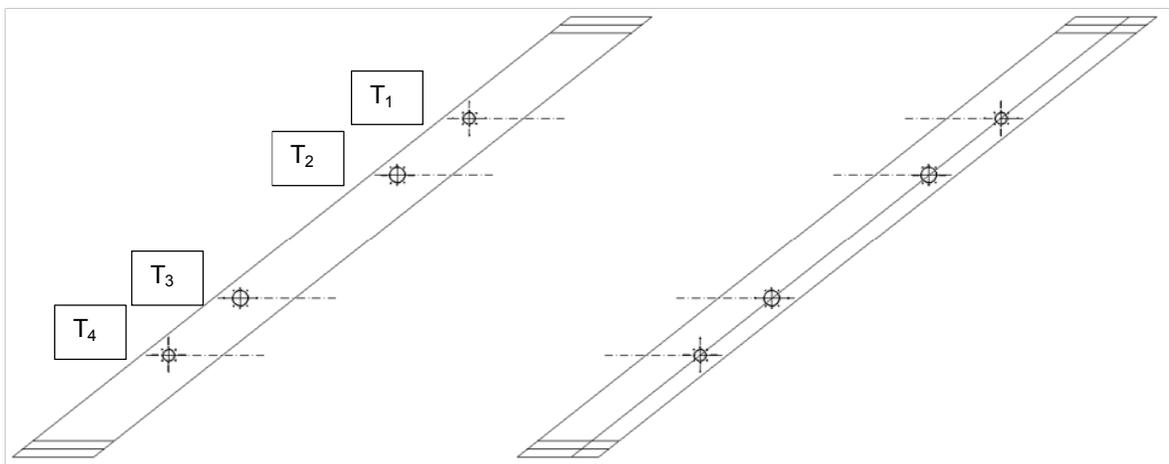
E vengono a seguito riportati i valori di sollecitazione combinati e gli spostamenti longitudinali relativi agli appoggi

	FORZE STATICHE VERTICALI (SLU - traffico)					
	pp	perm	acc.q	acc.Q	acc. Vento	Σ
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
Spalla A						
<i>appoggio 1</i>	1374,3	2649,0	877,5	21,6	-73,8	4848,6
<i>appoggio 2</i>	243,0	-364,5	978,8	455,0	49,5	1361,7
<i>appoggio 3</i>	429,3	385,5	649,4	221,4	36,0	1721,6
<i>appoggio 4</i>	477,9	493,5	608,9	158,0	-19,8	1718,4
Spalla B	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
<i>appoggio 1</i>	477,9	967,5	353,7	66,2	-0,9	1864,4
<i>appoggio 2</i>	407,7	568,5	217,4	-40,5	-22,5	1130,6
<i>appoggio 3</i>	283,5	601,5	-391,5	-337,5	-27,9	128,1
<i>appoggio 4</i>	1348,7	2193,0	2149,2	1081,4	61,2	6833,4

	FORZE STATICHE VERTICALI (SLU - vento)					
	pp	perm	acc.q	acc.Q	acc. Vento	Σ
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
Spalla A						
<i>appoggio 1</i>	1374,3	2649,0	351,0	16,2	-123,0	4267,5
<i>appoggio 2</i>	243,0	-364,5	391,5	340,4	82,5	692,9
<i>appoggio 3</i>	429,3	385,5	259,7	165,6	60,0	1300,2
<i>appoggio 4</i>	477,9	493,5	243,5	118,2	-33,0	1300,1
Spalla B	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
<i>appoggio 1</i>	477,9	967,5	141,5	49,5	-1,5	1634,9
<i>appoggio 2</i>	407,7	568,5	86,9	-30,3	-37,5	995,3
<i>appoggio 3</i>	283,5	601,5	-156,6	-252,5	-46,5	429,4
<i>appoggio 4</i>	1348,7	2193,0	859,7	809,0	102,0	5312,3

spostamenti longitudinali					
			sisma SLV	termico ($\Delta t = \pm 30^\circ$)	COMB. MAX ^[1]
		tipo	[mm]	[mm]	
Spalla A					
appoggio 1		MULTI	$\pm 20,00$	$\pm 38,52$	$\pm 67,26$
appoggio 2		OP	$\pm 19,70$	$\pm 38,52$	$\pm 66,54$
appoggio 3		OP	$\pm 19,70$	$\pm 38,52$	$\pm 66,54$
appoggio 4		MULTI	$\pm 20,00$	$\pm 38,52$	$\pm 67,26$
Spalla B					
appoggio 1		MULTI	$\pm 19,60$	$\pm 38,52$	$\pm 66,30$
appoggio 2		OTP	$\pm 19,60$	$\pm 38,52$	$\pm 66,30$
appoggio 3		OTP	$\pm 19,60$	$\pm 38,52$	$\pm 66,30$
appoggio 4		MULTI	$\pm 19,60$	$\pm 38,52$	$\pm 66,30$

Si riporta di seguito lo schema del sistema di appoggi



I dispositivi sismici vengono impiegati in corrispondenza degli appoggi seguenti:

- Spalla lato Mantova – Appoggi Unidirezionali - Dispositivo OTP
- Spalla lato Verona – Appoggi Unidirezionali – Dispositivo OP

13 VERIFICA DELLE SPALLE

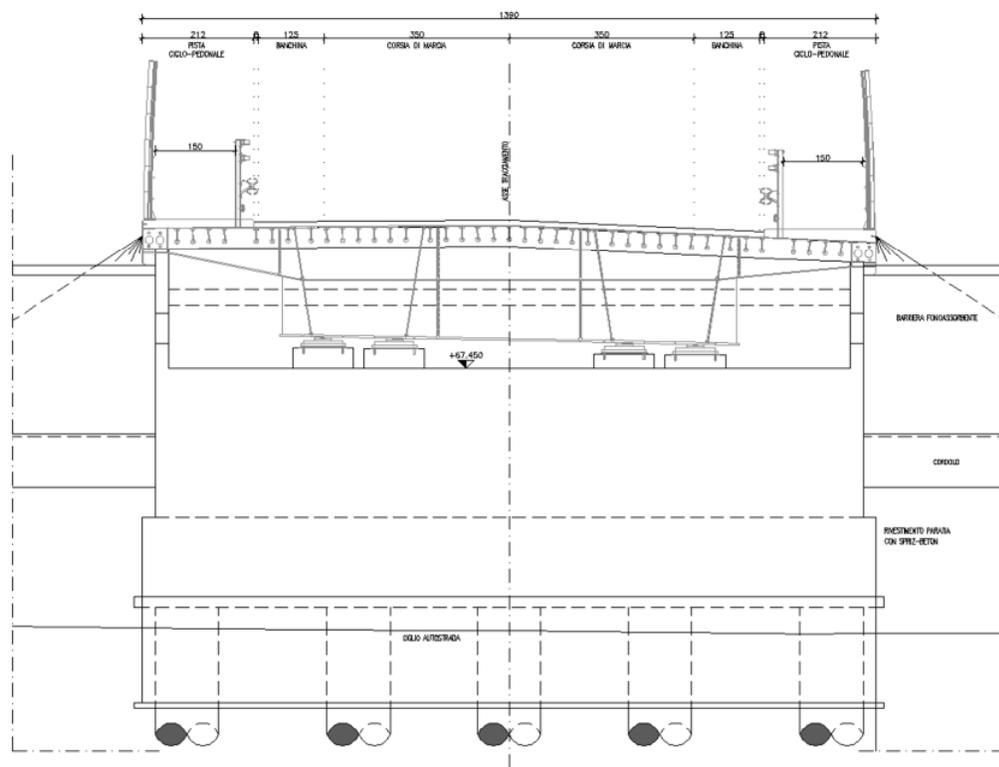
13.1 Spalla

Le spalle sono entrambe del tipo a parete piena. La fondazione poggia su 10 pali trivellati del diametro di 1.20 metri.

La singola spalla è costituita dai seguenti elementi:

- Zattera di fondazione sp.150 cm.
- Paramento verticale sp.220cm.
- Muro paraghiaia sp.40 cm.
- Muri laterali sp.60 cm.

La geometria della spalla e i suoi elementi costituenti sono rappresentati nelle immagini che seguono:



13.2 Carichi

13.2.1 Peso proprio del muro in c.a.

Il carico totale verticale trasmesso alla fondazione è stato valutato a livello di modellazione discretizzando gli elementi in c.a. con il loro reale spessore soggetti all'azione della gravità.

13.2.2 Spinta del terreno

Si considera la spinta del terreno per l'altezza totale in quanto non si prevede scavo per rinforzare il muro paraghiaia.

13.2.3 Spinta sismica del paramento della spalla

Per la condizione sismica si considera la spinta del terreno sulla spalla utilizzando l'analisi pseudo statica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Le verifiche si eseguono allo stato limite ultimo utilizzando il coefficiente sismico orizzontale k_h e quello verticale k_v secondo l'espressione:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} \qquad k_v = \pm 0.5k_h$$

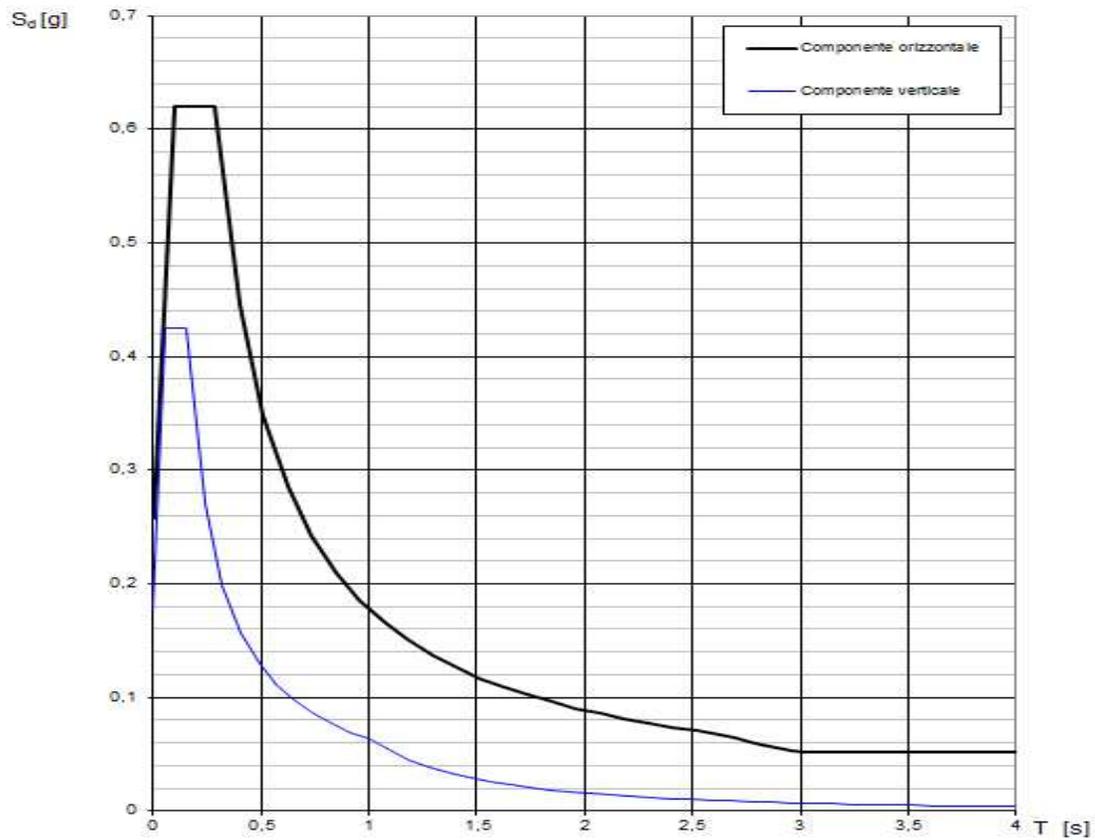
Dove g è l'accelerazione di gravità.

Si assume:

$$\beta_m = 1$$

Lo spettro di risposta per l'analisi sismica della spalla, con $q=1$, è rappresentato di seguito:

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato lin SLV



Assumendo per l'azione sismica il massimo valore nel plateau dello spettro si ottiene:

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g = 0.261g$$

Tale accelerazione viene assegnata al cuneo di spinta agente sulla spalla applicata ad H/3 dalla quota superiore del terreno.

13.3 Modello FEM

Il modello è stato realizzato impiegando elementi plate a 4 nodi, aventi spessore pari a quello reale delle strutture, elencati in precedenza; data la simmetria dell'opera, è stata modellata agli elementi finiti solamente metà spalla:

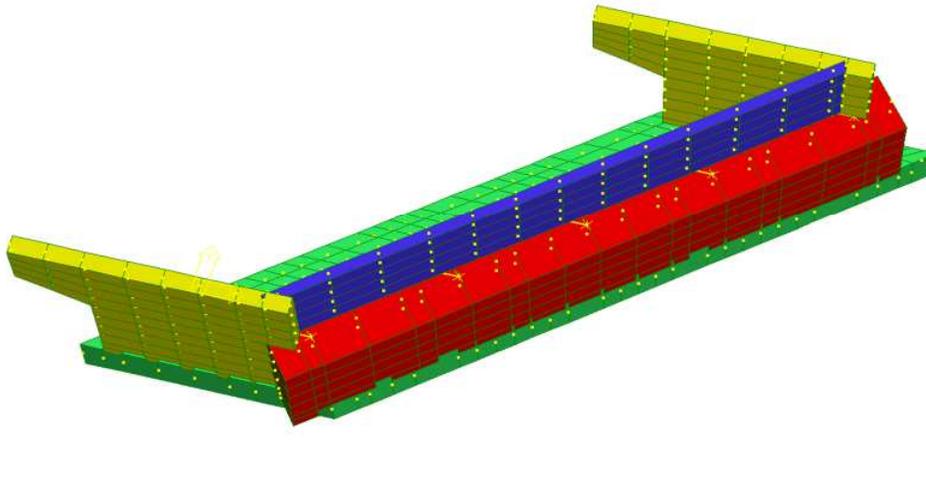


Figura 31 – Visualizzazione del modello della spalla

I pali di fondazione sono stati considerati come beam fittizi con il nodo di estremità vincolato mediante molle traslazionali a simulare la presenza del terreno. La rigidezza della molle risulta:

$$k_{\text{orizzontale}} = 5 \times 10^4 \text{ kN/m}$$

$$k_{\text{verticale}} = 4 \times 10^5 \text{ kN/m}$$

Le azioni agenti sulla spalla definitiva sono:

- Peso proprio della spalla
- Spinta statica del terreno
- Resistenze passive trasmesse dall'impalcato
- Azioni statiche trasmesse dall'impalcato
- Azioni sismiche, longitudinale e trasversale, trasmesse dall'impalcato
- Spinta sismica del terreno
- Inerzia degli elementi strutturali in fase sismica
- Azione di frenamento per le verifiche locali del paraghiaia

13.4 Verifiche degli elementi strutturali della spalla

13.4.1 Zattera di fondazione

Si riportano a seguire le visualizzazioni delle sollecitazioni flessionali nelle due direzioni principali.

13.4.1.1 Momenti sollecitanti Mxx

Vengono riportate le visualizzazioni delle combinazioni di carico che massimizzano le sollecitazioni:

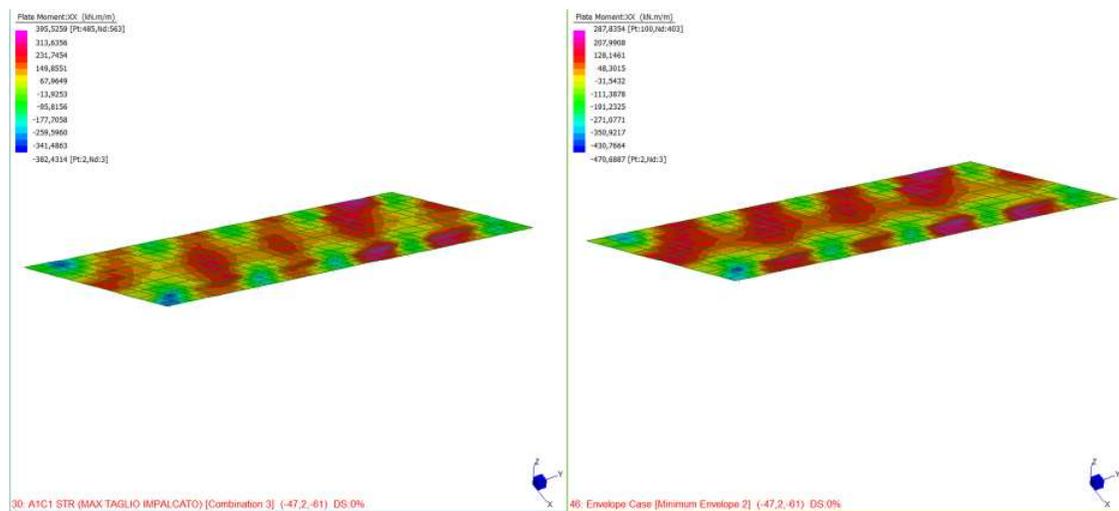


Figura 32: Visualizzazione del momento flettente sulla zattera di fondazione

Pertanto si ha:

$$M_{\text{soll,xx, max}} = 396 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\text{soll,xx, min}} = -471 \text{ kNm/m}$$

La sezione è armata con 5Ø20/m inferiori, e 5Ø20/m superiori di base da cui è possibile dedurre il valore del momento resistente:

$$M_{\text{res,xx}} = 876 \text{ kNm/m}$$

Da cui si ha:

$$M_{\text{soll,xx, min}} / M_{\text{res,xx}} = 0.54$$

13.4.1.2 Momenti sollecitanti M_{yy}

Vengono riportate le visualizzazioni delle combinazioni di carico che massimizzano le sollecitazioni:

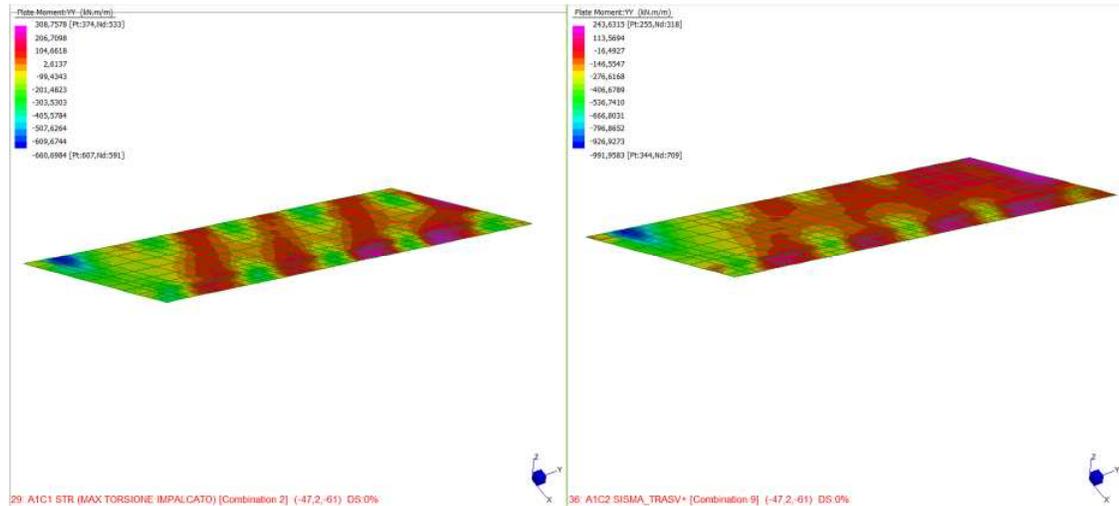


Figura 33: Visualizzazione del momento flettente sulla zattera di fondazione

Pertanto si ha:

$$M_{\text{soll},yy, \text{max}} = 309 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\text{soll},yy, \text{min}} = -992 \text{ kNm/m}$$

La sezione è armata con $10\emptyset 16/\text{m}$ inferiori, e $10\emptyset 16/\text{m}$ superiori di base da cui è possibile dedurre il valore del momento resistente:

$$M_{\text{res},yy} = 1125 \text{ kNm/m}$$

Da cui si ha

$$M_{\text{soll},xx, \text{min}} / M_{\text{res},xx} = 0.88$$

13.4.1.3 Forza di taglio sollecitante

Viene riportata la sollecitazione di taglio per la zattera di fondazione nella condizione peggiore

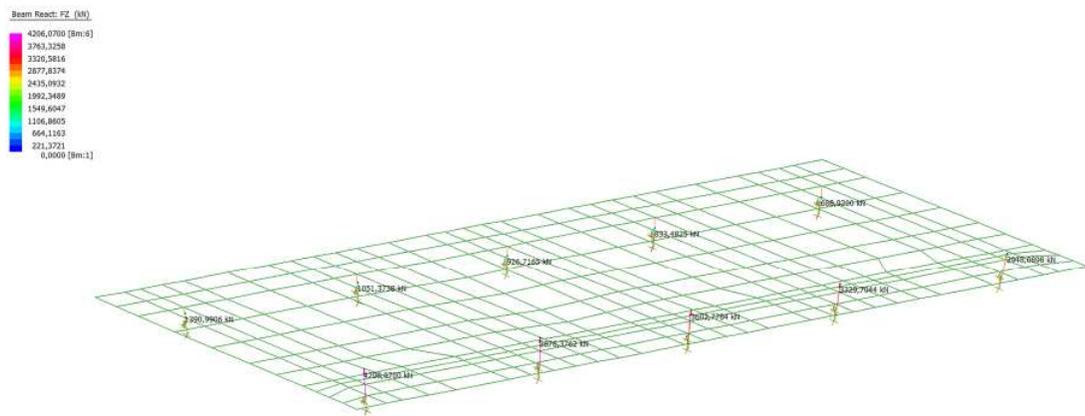
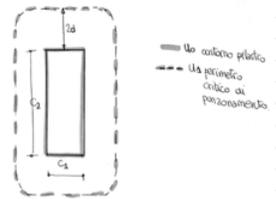


Figura 34: Visualizzazione dello sforzo di taglio sulla zattera di fondazione

La sezione viene verificata a punzonamento nell'intorno del palo di fondazione, per la sollecitazione di calcolo più gravosa non è necessaria armatura aggiuntiva a taglio e si dispone un minimo di $1\text{Ø}24/\text{m}^2$ a omega.

Viene a seguito riportato il foglio di calcolo per la verifica a punzonamento.

RESISTENZA A PUNZONAMENTO PER FONDAZIONI PRIVE DI ARMATURE A TAGLIO (secondo EC2)				
Geometria del palo		Perimetro del palo		soletta in cls
c1=	106 cm	u0=	318 cm	d= 150 cm
c2=	106 cm			c= 5 cm
		Perimetro u0 del pilastro		
		pilastro interno u0= 424 cm		
		pilastro di bordo u0= 318 cm		
		pilastro d'angolo u0= 212 cm		
calcolo del TAGLIO-PUNZONAMENTO				
Sollecitazioni agenti				
Forza di taglio sollecitante	V _{sd}	4206	kN	
Lunghezza del perimetro critico di punzonamento	u	21392	mm	
Classe del calcestruzzo				
	R _{ck} =	30	N/mm ²	
	f _{ctk} =	24,9	N/mm ²	
	v=	0,62	0,5	
Caratteristiche dell'acciaio				
	f _{yk} =	450	N/mm ²	f _{ywd} = 391,3 N/mm ²
	f _{ywd,eff} =	612,5	N/mm ²	non verificato
Altezza utile della sezione in calcestruzzo				
	d	1450	mm	
	k=1+(200/d) ^{1/2}	1,37	verificato	k= 1,37
Area dell'armatura tesa disposta in direzione x				
	A _{s,x}	201	mm ²	ix= 100 φ= 0 mm
Area dell'armatura tesa disposta in direzione y				
	A _{s,y}	201	mm ²	iy= 100 φ= 0 mm
Rapporto geometrico d'armatura in direzione x				
	ρ _{1x} =A _{s,x} /(c1+6d)*d	0,00020		ρ _{1x} =A _{s,x} /(k*d) 0,0014
Rapporto geometrico d'armatura in direzione y				
	ρ _{1y} =A _{s,y} /(c1+6d)*d	0,00020		ρ _{1y} =A _{s,y} /(k*d) 0,0014
Rapporto ideale				
	ρ ₁ =(ρ _{1x} ρ _{1y}) ^{0,5}	0,00020	verificato	ρ ₁ =(ρ _{1x} ρ _{1y}) ^{0,5} 0,00139 verificato
	γ _{rd,c} =	0,12		γ _c = 1,5 γ _c =1.5 carichi persistenti γ _c =1.0 carichi transitori e eccezionali
Tensione di punzonamento di progetto lungo il perimetro del pilastro				
	v _{sd}	0,91	N/mm ²	V _{Ed,u0} 4206 kN
Massimo valore della resistenza a taglio-punzonamento				
	v _{rd,max}	4,15	N/mm ²	V _{rd,max,u0} 128726 kN
Verifica a punzonamento lungo il contorno del pilastro				
	v _{sd} < v _{rd,max}	verificata		N.B. Se non risulta verificata è necessario aumentare lo spessore della piastra o le dimensioni del pilastro o inserire un capitello
Tensione di punzonamento di progetto lungo il perimetro di verifica				
	v _{sd}	0,14	N/mm ²	V _{Ed,u1} 4206 kN
Resistenza a punzonamento senza armatura a taglio-punzonamento				
	v _{rd,c}	0,26	N/mm ²	> v _{sd}
Verifica a punzonamento				
	v _{sd} < v _{rd,c}	verificata		



	armatura aggiuntiva	armatura base
ix=	100	φ= 16 mm
iy=	100	φ= 16 mm

13.4.2 Paramento verticale

Si riportano a seguire le visualizzazioni delle sollecitazioni flessionali nelle due direzioni principali.

13.4.2.1 Verifica a presso-flessione

Viene riportata la visualizzazione della combinazione di carico che massimizza la sollecitazione flettente in senso verticale e la relativa visualizzazione degli sforzi assiali:

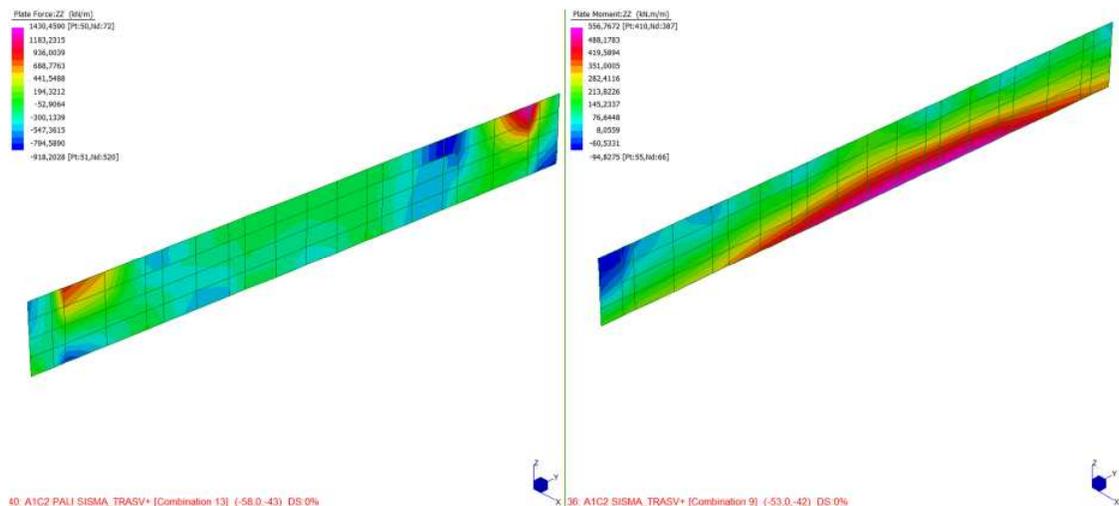


Figura 35: Visualizzazione del momento flettente sul paramento verticale

Pertanto si ha:

$$M_{\text{soll},zz, \text{max}} = 491,41 \text{ kNm/m}$$

$$N_{\text{soll},zz} = -129,84 \text{ kNm}$$

La sezione è armata in senso verticale con $10\varnothing 20/\text{m}$ lato terra e $5\varnothing 20/\text{m}$ lato impalcato da cui è possibile dedurre il valore del momento resistente:

$$M_{\text{rd}} = 3311,6 \text{ kNm}$$

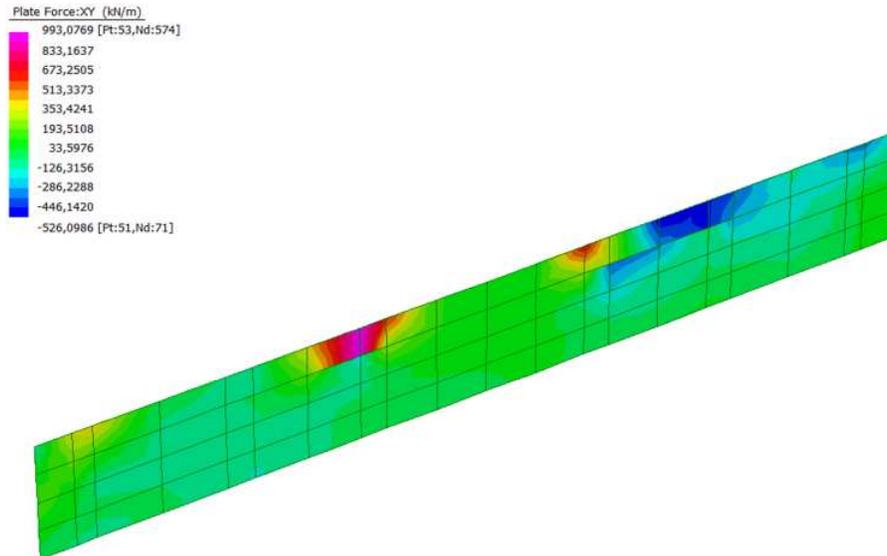
$$N_{\text{rd}} = 875,0 \text{ kN}$$

Da cui

$$N/N_{\text{rd}} = 0.1484$$

13.4.2.2 Forza di taglio sollecitante

Viene riportata la visualizzazione della sollecitazione di taglio per il paramento verticale:



29: A1C1 STR (MAX TORSIONE IMPALCATO) [Combination 2] (-58,0,-43) DS:0%



Figura 36: Visualizzazione dello sforzo di taglio sul paramento verticale

La sezione viene armata a taglio con $9\phi 12/mq$, viene riportato il foglio di calcolo per la verifica a taglio della sezione in esame:

Dati CA		Calcolo sezione in C.A.	
sezione		$k = 1,30$	$\rho 1 = 0,00053$
$B = 1000$ [mm]		$\sigma_{cp} = 0,00$ [MPa]	$\alpha_c = 1$
$H = 2200$ [mm]			$v_{min} = 0,28$
$d = 2150$ [mm]		SEZIONE NON ARMATA A TAGLIO	
$c = 50$ [mm]		$V_{Rd,calc} = [0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{td})^{2/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \leq (V_{Rd,max} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ (4.1.14)	
$R_{ck} = 30$ [MPa]		$V_{Rd,min} = 559,78$ [kN]	$V_{Rd} = 559,78$ kN
$\gamma_{CLS} = 1,5$		$V_{Rd,calc} = 368,38$ [kN]	
armatura		SEZIONE ARMATA A TAGLIO	
$A_s = 565$ [mm ²]		Taglio trazione	
$A_s = 565$ [mm ²]		$V_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sv}}{s} \cdot f_{td} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$	
Φ staffe = 12 [mm]		$V_{Rd} = 1946,24$ [kN]	$V_{Rd} = 1946,24$ kN
A staffe = 113 [mm ²]		Taglio compressione	
p staffe = 330,0 [mm]		$V_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{td} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot (1 + \cot^2 \theta)$	
α staffe = 90,0 [°]		$V_{Rd} = 4707,39$ [kN]	
n° bracci = 3			
$f_{yk} = 450$ [MPa]			
θ puntoni = 13,82 [°]			
$\gamma_{ACC} = 1,15$			
Sollecitazioni			
$V_{Ed} = 36,00$ [kN]			
$N_{Ed} = 0,00$ [kN]			

Essendo $V_{Ed} = 195$ kN

$$V_{Ed}/V_{Rd} = 0.1$$

13.4.3 Muro paraghiaia

Si riportano a seguire le visualizzazioni delle sollecitazioni flessionali nelle due direzioni principali.

13.4.3.1 Verifica a presso-flessione

Viene riportata la visualizzazione della combinazione di carico che massimizza la sollecitazione flettente in senso verticale e la relativa visualizzazione degli sforzi assiali:

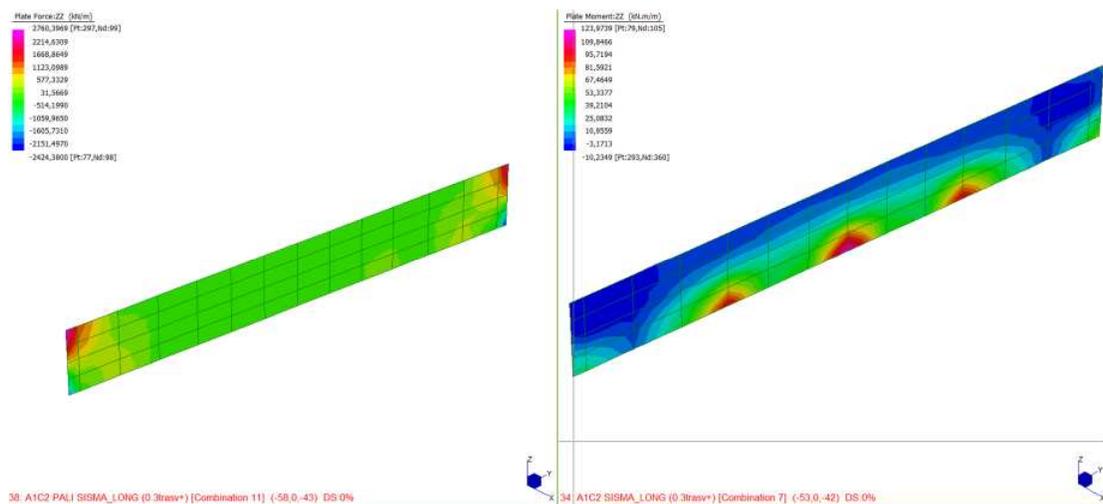


Figura 37: Visualizzazione dello sforzo normale e del momento flettente sul paraghiaia

Pertanto si ha:

$$M_{\text{soll},zz, \text{max}} = 124 \text{ kNm/m}$$

$$N_{\text{soll},zz} = -128 \text{ kN}$$

La sezione è armata in senso verticale con $10\varnothing 20/\text{m}$ lato terra e $5\varnothing 20/\text{m}$ lato impalcato da cui è possibile dedurre il valore del momento resistente:

$$M_{\text{rd}} = 149 \text{ kNm/m}$$

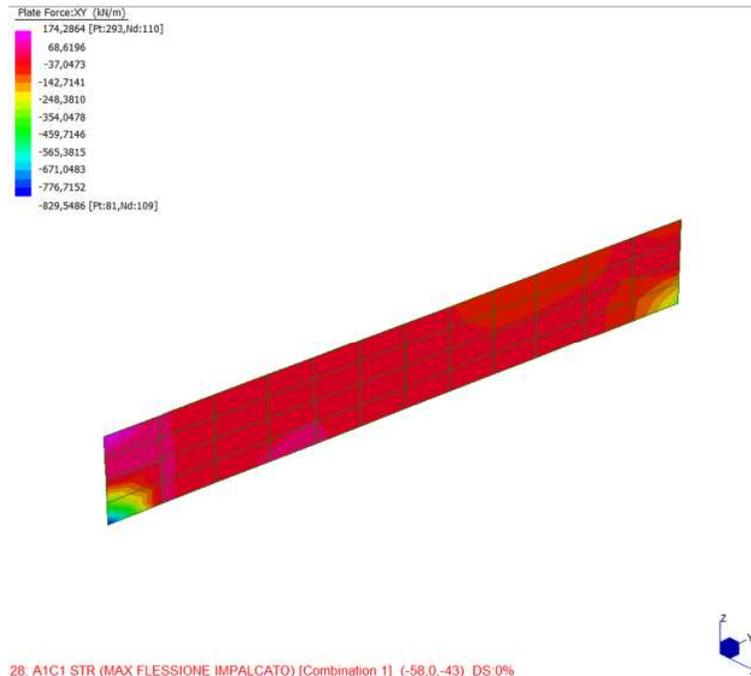
$$N_{\text{rd}} = 154 \text{ kN}$$

Da cui

$$N/N_{\text{rd}} = 0.8325$$

13.4.3.2 Forza di taglio sollecitante

Viene riportata la visualizzazione della sollecitazione di taglio per il paramento verticale:



28: A1C1 STR (MAX FLESSIONE IMPALCATO) [Combination 1] (-58,0,-43) DS:0%

Figura 38: Visualizzazione dello sforzo di taglio sul paraghiaia

Escludendo fenomeni localizzati, la sezione viene armata a taglio con $9\phi 12/mq$, viene riportato il foglio di calcolo per la verifica a taglio della sezione in esame:

Dati CA		Calcolo sezione in C.A.	
sezione		$k = 1,76$	$p1 = 0,00323$
$B = 1000$ [mm]		$\sigma_{cp} = 0,00$ [MPa]	$\alpha_c = 1$
$H = 400$ [mm]		SEZIONE NON ARMATA A TAGLIO	
$d = 350$ [mm]		$V_{Rd,calc} = 142,23$ [kN]	$V_{Rd} = 147,78$ kN
$c = 50$ [mm]		$V_{Rd,calc} = 147,78$ [kN]	
$R_{ck} = 30$ [MPa]		SEZIONE ARMATA A TAGLIO	
$\gamma_{CLS} = 1,5$		Taglio trazione	$V_{Rd} = 316,83$ kN
armatura		Taglio compressione	$V_{Rd} = 766,32$ kN
$A'_s = 565$ [mm ²]			
$A_s = 565$ [mm ²]			
Φ staffe = 12 [mm]			
A staffa = 113 [mm ²]			
p staffe = 330,0 [mm]			
α staffe = 90,0 [°]			
n° bracci = 3			
$f_{yk} = 450$ [MPa]			
θ puntoni = 13,82 [°]			
$\gamma_{ACC} = 1,15$			
Sollecitazioni			
$V_{sd} = 36,00$ [kN]			
$N_{sd} = 0,00$ [kN]			

Essendo $V_{Ed} = 50$ kN

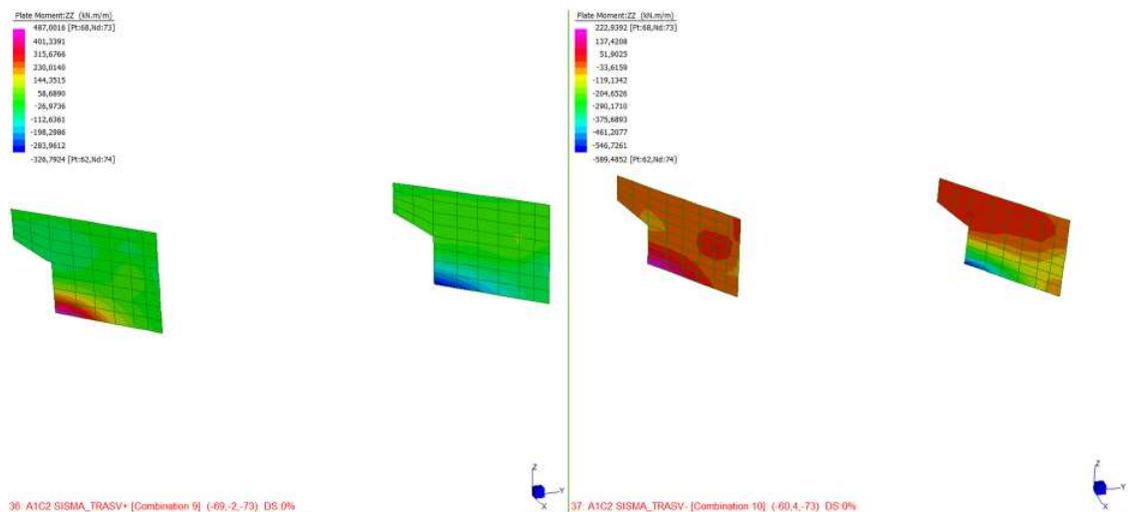
$$V_{Ed}/V_{Rd} = 0.2$$

13.4.4 Muri laterali

Si riportano a seguire le visualizzazioni delle sollecitazioni flessionali nelle due direzioni principali.

13.4.4.1 Momenti sollecitanti Mzz

Vengono riportate le visualizzazioni delle combinazioni di carico che massimizzano le sollecitazioni:



Pertanto si ha:

$$M_{\text{soll},yy, \text{max}} = 387,93 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\text{soll},yy, \text{min}} = -484,62 \text{ kNm/m}$$

La sezione è armata con $5\varnothing 20/\text{m}$ lato interno e $5\varnothing 20/\text{m}$ lato esterno di base, più $3 \varnothing 20/\text{m}$ aggiuntivi lato interno da cui è possibile dedurre il valore del momento resistente:

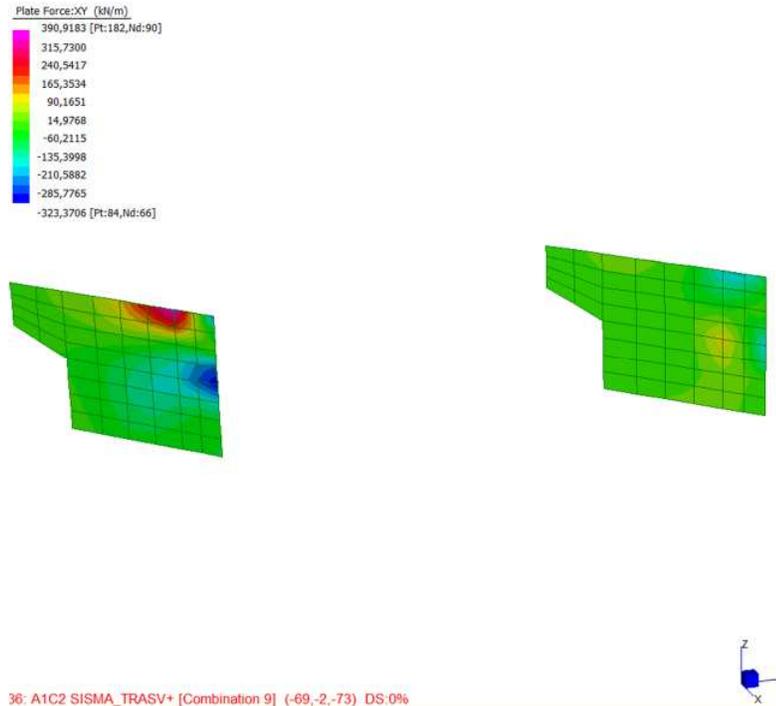
$$M_{\text{res},yy} = 630 \text{ kNm/m}$$

Da cui

$$M_{\text{soll},xx, \text{min}} / M_{\text{res},xx} = 0.77$$

13.4.4.2 Forza di taglio sollecitante

Viene riportata la visualizzazione della sollecitazione di taglio per i muri d'ala laterali:



Escludendo fenomeni localizzati, la sezione viene armata a taglio con $9\phi 12/mq$, viene riportato il foglio di calcolo per la verifica a taglio della sezione in esame:

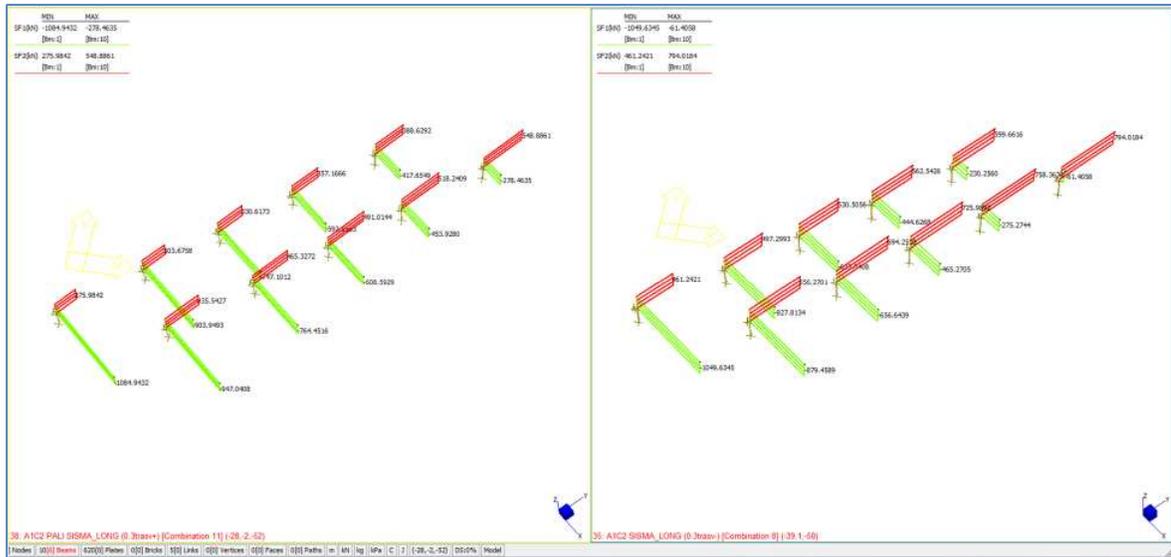
Dati CA		Calcolo sezione in C.A.	
sezione		$k = 1,60$	$p1 = 0,00206$
		$\sigma_{cp} = 0,00$ [MPa]	$\alpha_c = 1$
			$v_{min} = 0,35$
		SEZIONE NON ARMATA A TAGLIO	
		$V_{Rd,calc}$	$V_{Rd,min}$
		$V_{Rd} = 194,96$ kN	
		$V_{Rd,calc} = 194,96$ [kN]	
		$V_{Rd,calc} = 182,35$ [kN]	
		SEZIONE ARMATA A TAGLIO	
		Taglio trazione	
		$V_{Rd,calc} = 497,87$ [kN]	
		Taglio compressione	
		$V_{Rd,calc} = 1204,22$ [kN]	
		$V_{Rd} = 497,87$ kN	

Essendo $V_{Ed} = 50$ kN

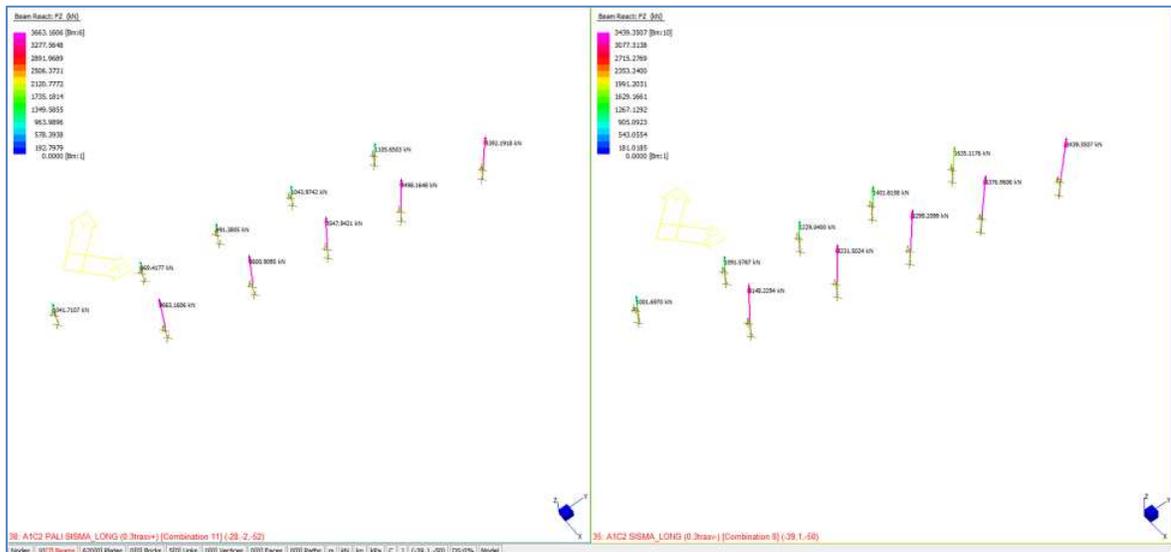
$$V_{Ed}/V_{Rd} = 0.2$$

13.5 Verifica dei pali della spalla

Viene riportata la visualizzazione delle sollecitazioni di taglio in testa ai pali:



Viene riportata ora la visualizzazione delle sollecitazioni di compressione in testa ai pali:



Le massime sollecitazioni taglianti agenti in testa ai pali sono:

$$\begin{aligned}
 &\text{Combinazione A1C2 Sisma_Long(T+): Beam 1} \\
 &\begin{cases} T1 = 1084.9\text{kN} \\ T2 = 275.9\text{kN} \end{cases} \rightarrow T_{tot} = 1119.4\text{kN/palo} \\
 &N = 1041.7\text{kN/palo}
 \end{aligned}$$

Combinazione A1C2 Sisma_Long(T-): Beam 6

$$\begin{cases} T1 = 793.9kN \\ T2 = 83.7kN \end{cases} \rightarrow T_{tot} = 798.3kN/palo$$

$$N = 3384kN/palo$$

I pali in esame hanno diametro pari a $D=1.2m$ e lunghezza $L=20m$. La forza di taglio sollecitante è stata riportata alla striscia di $1.20m$ nel modello di calcolo. Il taglio diventa quindi pari a $T=1119.4/1.20=932.8 kN/m$.

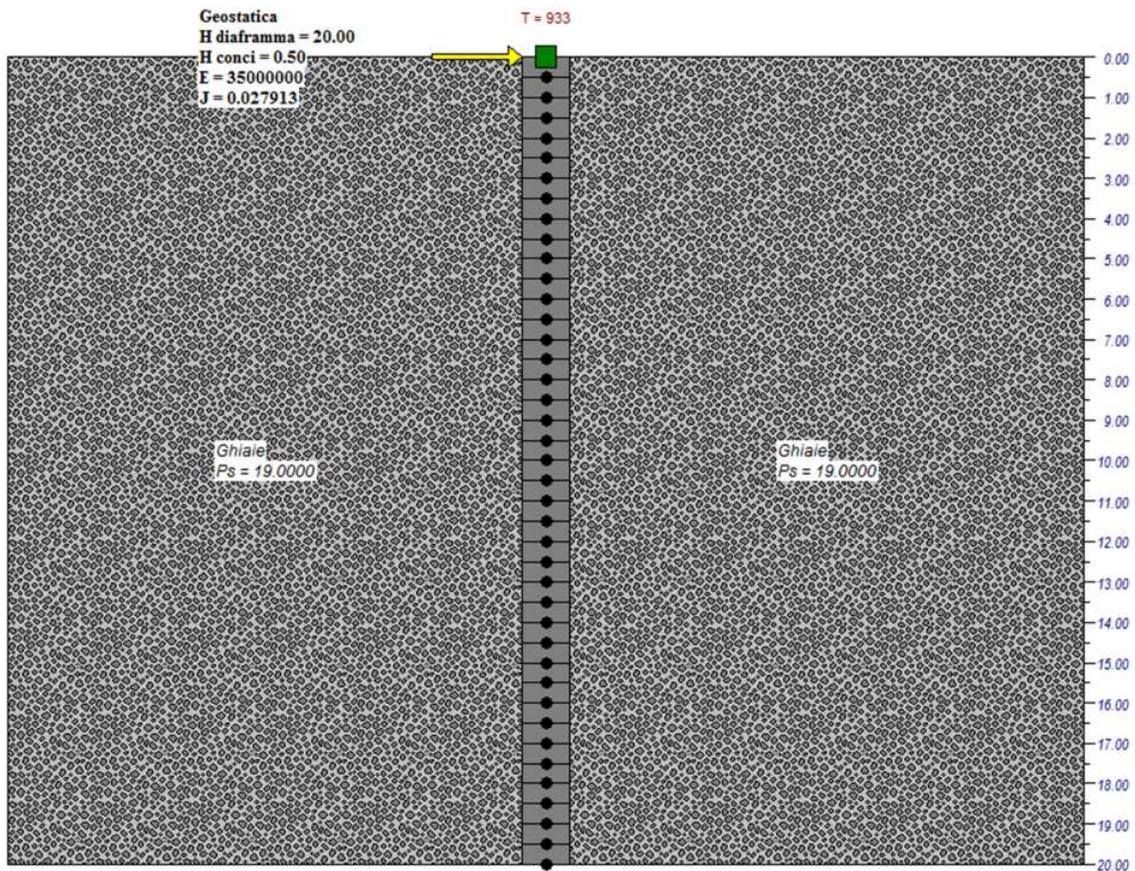


Figura 39: Visualizzazione del modello del palo

I parametri geotecnici del terreno in esame sono riportati in tabella:

Cam pitura	Descrizione	Peso specifico	K0	Ka	Kp	Coeff. di coesione	Coeff. di sovracons.	Coeff. di rigidità
	Ghiaie	19	0.53053	0.36103	2.76983	0	0	990453.823663

Sotto l'azione del taglio alla testa del palo si ottengono i seguenti diagrammi di momento e taglio:

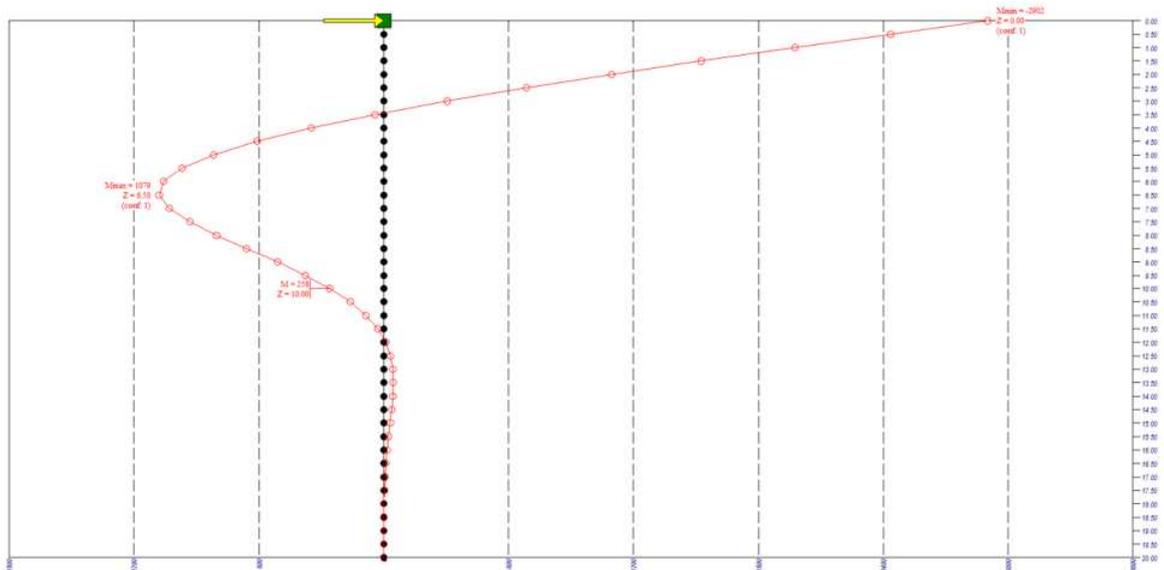


Figura 40: Visualizzazione del diagramma dei Momenti flettenti

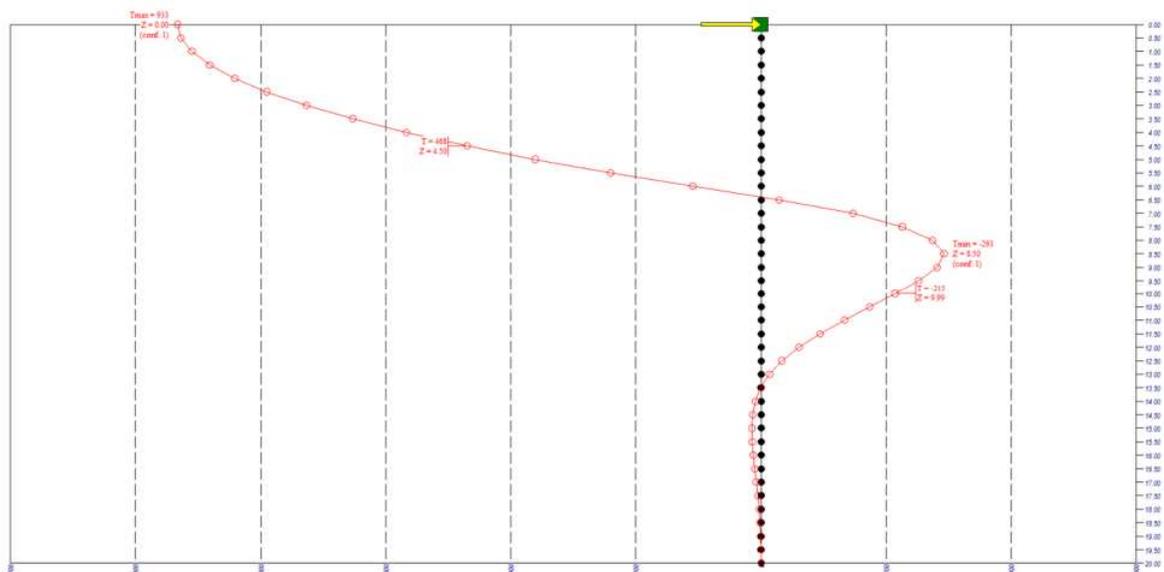


Figura 41: Visualizzazione del diagramma degli Sforzi taglienti

Le sollecitazioni risultanti sono riportate in tabella.

Sezione	Msd (kNm/palo)	Vsd (kN/palo)	Nsd (kN/palo)
0.0m	2902x1.2=3482.4	932.8x1.2=1119.4	1041.7
10.0m	258x1.2=309.6	93x1.2=351.6	1351.7

13.6 Verifiche tensionali dei pali allo SLU

13.6.1 Verifica sezione 0.0m

Verifica a pressoflessione, sezione 0.0m

Si dispone un'armatura pari a 44 Ø 26, $A_s=233.61\text{cm}^2$ (rispettando i minimi da NTC 2008 pari a $A_{s,\min} \geq 1\%$ $A_{cls} = 113\text{cm}^2$ per la zona di cerniera plastica) per la prima gabbia di armatura superiore.

Sezione Circolare $d = 120\text{ cm}$

Copriferro di calcolo 7cm

Caratteristiche di sollecitazione:

$M_{sd} = 3482.4\text{ kNm/palo}$

$N_{sd} = 1041.7\text{ kN/palo}$

Valori limiti:

$M_{rd} = 4097.4\text{ kNm}$

$N_{rd} = 1225.7\text{ kN}$

$N_{rd}/N_{sd} = 1/0.8499=1.17$

Sezione verificata

Verifiche a taglio

$V_{SD}=1119.4\text{kN}$ (Taglio massimo per i primi 5.5m dalla testa del palo)

$V_{RD}=275\text{KN}$

Disponendo una spirale Ø 14/10cm per i primi 5.5m si ottiene:

$V_{RSD}=1236\text{KN} > V_{SD}$

Sezione verificata

13.6.2 Verifica sezione 10.0m

Verifica a pressoflessione, sezione 10.0m

Si dispone un'armatura pari a 22 Ø 16, $A_s=44.23\text{cm}^2$ (rispettando i minimi da NTC 2008 pari a $A_{s,\min} \geq 0.3\%$ $A_{cls} = 33.9\text{cm}^2$) per la seconda gabbia di armatura inferiore.

Verifica a pressoflessione

Sezione Circolare $d = 120\text{ cm}$

Caratteristiche di sollecitazione:

$M_{sd} = 309.6\text{ kNm /palo}$

$N_{sd} = 1351.7\text{ kN/palo}$

Valori limiti:

$M_{rd} = 2147.6\text{ kNm}$

$N_{rd} = 9376.2\text{ kN}$

$N_{rd}/N_{sd} = 1/0.1442=6.9$

Sezione verificata

Verifiche a taglio

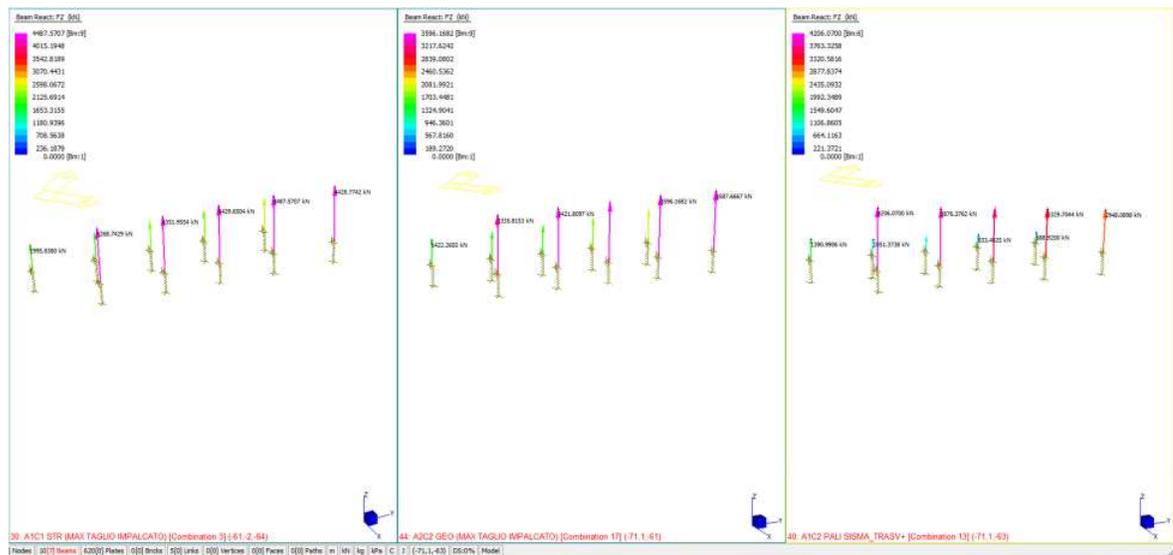
$V_{SD}=351.6\text{kN}$ (Taglio massimo a quota 5.5m dalla testa del palo)

$V_{RD}=275\text{KN}$

Disponendo una spirale $\varnothing 12/20\text{cm}$ da quota 5.5m si ottiene:
 $V_{RSD}=454\text{KN} > V_{SD}$
 Sezione verificata

13.6.3 Verifica capacità portante dei pali allo SLU

Si riportano di seguito le visualizzazioni degli sforzi di compressioni in testa ai pali:



Si riportano di seguito le verifiche richieste dalle NTC2008 per la capacità portante.

13.6.3.1 Caratteristiche palo e Parametri geotecnici

CARATTERISTICHE PALO		
Diametro Palo	1.20	m
Lunghezza Palo	20.00	m
Quota testa palo	0.00	m
Quota punta palo	20.00	m
TIPO (B/T/E)	T	(BATTUTO / TRIVELLATO / ELICA)
Materiale	CLS	(CLS / ACCIAIO)
Quota falda	-	m
Rck	25.00	Mpa
E _{palo}	30200.49	MPa
J _{palo}	0.14	m ⁴
γ _{palo}	25.00	kN/m ³
Ap	1.13	m ²
Alat	3.77	m ² /m
Alat _{TOT}	75.36	m ²
n _h	5500.00	kN/m ³
L/D	16.67	m
T: fattore di rigidezza relativa	3.78	m
2T	7.57	m
4T	15.14	m
Comportamento	L>4T; Palo flessibile o lungo	

STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI															
Descrizione	Quota _{SUP}	Quota _{INF}	H _{STRATO}	φ'	C'	Cu	γ _{nat}	κ	tgδ	α(Cu)	α(C')	β	σ _v (h _{med})	σ _v (h _{inf})	Q _{lat}
strato	[m]	[m]	[m]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN/m ³]	-	-	-	-	-	[kPa]	[kPa]	[kN]
GHIAIE	0.00	30.00	30.00	35.00	0.00	0.00	19.00	0.43	0.70	0.00	0.00	0.30	190.00	380.00	4275.26

13.6.3.2 Portata limite e Portata di calcolo

PORTATA LIMITE LATERATE E DI PUNTA			
Peso Palo	Wp	565.20	kN
Peso Palo Immerso	Wp'	565.20	kN
Caratteristiche a fondo palo	ϕ'	35.00	[°]
Caratteristiche a fondo palo	C'	0.00	kPa
Caratteristiche a fondo palo	Cu	0.00	kPa
Pressione a fondo palo	$\sigma'v$	380.00	kPa
Condizione di rottura	Nq	33	
($\delta_{max} \leq 10\%D$)	Nq*	18	
Caratteristiche a fondo palo	Rc	0.6	
Portata di punta a rottura	QP	14286	kN
Portata di punta con δ_{max}	QP*	7858	kN
Q _{lim, PUNTA}	QP	7858	kN
Q _{lim, LATERALE}	QL	4275	kN
Q _{lim, TOTALE}	Q _{lim}	12133	kN

NTC 2008 (NTC 6.4.3.1)				
PORTATE LIMITE DI COMPRESSIONE E TRAZIONE				
Tipo Pali	TRIVELLATI			
Rbk,punta	7858	kN		
Rsk,laterale	4275	kN		
Rck	12133	kN		
N	1			
ζ_3	1.7			
ζ_4	1.7			
Rbk,punta	4622	kN		
Rsk,laterale	2515	kN		
COMBINAZIONI E PORTATE DI CALCOLO	A1C1 STRU	A1C2 GEO	A1C2 SISMA	
	A1+M1+R1	A2+M1+R2	A2*($\gamma=1$)+M1+R3	
Resistenza	R1	R2	R3	
γ_b	1.00	1.70	1.35	
γ_s	1.00	1.45	1.15	
γ_{st}	1.00	1.60	1.60	
Rsd_t	3024	2080	2080	kN
Rbd,punta	4622	2719	3424	kN
Rsd,laterale	2515	1734	2187	kN
Rcd	7137	4453	5611	kN
Wp'	565.2	565.2	565.2	kN
γ_{G1}	1.3	1.0	1.0	
Rcd-γ_{G1}xWp'	6402	3888	5045	kN

13.6.3.3 Verifiche Portate a compressione

Nella seguente tabella sono riassunte le verifiche per le combinazioni A1C1 STR, A1C2 GEO, A1C2 SISMA.

PORTATA A COMPRESSIONE: $R_{cd} \cdot \gamma_{G1} \cdot W_p$ [kN]		Nsd di confronto da modello [kN]		
A1C1 STRU (A1+M1+R1)	6402 \geq	4428	A1C1 STR (max taglio imp) –BEAM9	VERIFICATO
A1C2 GEO (A2+M1+R2)	3888 \geq	3587	A1C2 GEO (max taglio imp) –BEAM9	VERIFICATO
A1C2 SISMA (A2*+M1+R3)	5045 \geq	4260	A1C1 PALI SISMA –BEAM6	VERIFICATO

Le verifiche sono soddisfatte.

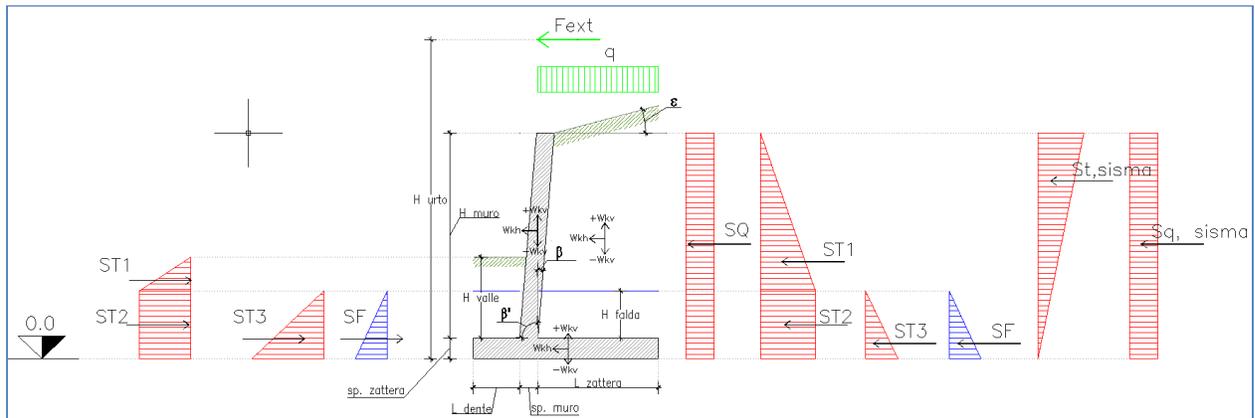
13.7 Opere secondarie, muri di sostegno laterali

Si riporta di seguito la verifica dei muri laterali di sostegno delle terre. Si ipotizza un sovraccarico accidentale a tergo del muro di 20kPa.

1 TERRENO DIETRO PARAMENTO VERTICALE		2 TERRENO SOTTO ZATTERA	
γ_{sat}	19.5 kN/m ³	γ_{sat}	19.5 kN/m ³
γ'	9.5 kN/m ³	γ'	9.5 kN/m ³
φ	35 [°]	φ	35 [°]
δ	23 [°]	c'	0 kPa
c'	0 kPa		
K_a	0.244 -		
k_p	4.091 -		
3 GEOMETRIA		4 CARICHI	
h muro	2.25 m	Q	20.00 kPa
sp. zattera	0.30 m	Urto	0.00 [kN/m]
sp. muro	0.30 m	Quota urto H_u	3.55 [m]
L. dente	0.20 m	μ	0.55 attrito zattera-terreno
L. zattera	1.00 m		
quota falda H falda	0.00 m		
quota terreno a valle H_{valle}	0.50 m		
Angolo muro-verticale β	0 [°]		
Angolo muro-verticale β_1	90 [°]		
Angolo con orizzontale ε	0 [°]		
Muro di sostegno	a paramento verticale		
quota falda a valle H_{falda}	0.00 m	5 PARAMETRI SISMICI	
H totale muro	2.55 m	SLV	
Larghezza totale zattera	1.50 m	β_m	0.24
H totale valle	0.80 m	Ss	1.333
H totale FF monte	0.00 m	ST	1.000
H totale FF valle	0.00 m	ag/g	0.255

13.7.1 Verifica a scorrimento e ribaltamento

Si eseguono le verifiche a ribaltamento e scorrimento in riferimento alle prescrizioni dell'NTC2008, con l'approccio SLV A2+M2+R2 .



NTC 2008

A1C2 SISMA $A2^*(\gamma=1)+M2+R2$ $\gamma=1$ (NTC 7.11.01)

1 COEFFICIENTI E PARAMETRI

A2*		
PERM		1.00
PERM non strutturali		1.00
VARIABILI		1.00

M2

γ_{sat}	19.50 [kN/m ³]
γ'	9.50 [kN/m ³]
c'	0.00 kPa
ϕ	30.5 [°]
Ka	0.291
kp	1.718 50%

Coefficienti sismici

kh	0.082	-
kv	0.041	-
+kv		-kv
\ominus	4.48	4.86
$K_{A,E}$	0.34	0.30 Totale (M-O)
$K_{P,E}$	0.27	0.28 Totale (M-O)
$\Delta K_{A,E}$	0.05	Sismica (M-O)

2 SOLLECITAZIONI E TENSIONI

	Forze kN/m	A2*·Forze kN/m	braccio m	Momenti kNm/m
Sq	13.09	13.09	1.13	14.73
St1	14.36	14.36	0.75	10.77
St2	0.00	0.00	0.00	0.00
St3	0.00	0.00	0.00	0.00
S falda	0.00	0.00	0.00	0.00
Fext	0.00	0.00	3.25	0.00
St1valle	-4.19	-4.19	0.17	-0.70
St2valle	0.00	0.00	0.00	0.00
St3valle	0.00	0.00	0.00	0.00

Sfvalle	0.00	0.00	0.00	0.00
St, sisma	3.31	3.31	1.50	4.96
Sq, sisma	2.38	2.38	1.13	2.68
Pm, inerzia	1.38	1.38	1.13	1.55
Pmonte, inerzia	3.58	3.58	1.13	2.68
Sollecitazioni al piede del parapetto				
	Msd	36.68	[kNm/m]	
	Vsd	33.92	[kN/m]	

3 VERIFICA DI STABILITA'

	Forze kN/m	A2*·Forze kN/m	braccio m	Momenti kNm/m
Sq	14.84	14.84	1.275	18.92
St1	18.45	18.45	0.850	15.68
St2	0.00	0.00	0.000	0.00
St3	0.00	0.00	0.000	0.00
S falda	0.00	0.00	0.000	0.00
Fext	0.00	0.00	3.550	0.00
St, sisma	4.25	4.25	1.700	7.22
Sq, sisma	2.70	2.70	1.275	3.45
Pmuro, inerzia	1.38	1.38	1.43	1.96
Pzatt, inerzia	0.92	0.92	0.150	0.14
Pmonte, inerzia	3.58	3.58	1.425	5.10
Instabilizzanti		46.12		52.47

	Forze kN/m	A2*·Forze kN/m	braccio m	Momenti kNm/m	braccio m	Momenti (G) kNm/m
Sq	20.00	20.00	1.00	20.00	-0.65	-13.00
St1valle	10.72	10.72	0.267	2.86		0.00
St2valle	0.00	0.00	0.000	0.00		0.00
St3valle	0.00	0.00	0.000	0.00		0.00
Sfvalle	0.00	0.00	0.000	0.00		0.00
Pmuro	16.88	16.88	0.35	5.91	0.40	6.75
Pzatt	11.25	11.25	0.75	8.44	0.00	0.00
Pmonte	43.88	43.88	1.00	43.88	-0.65	-28.52
Pvalle	1.95	1.95	0.10	0.20	0.25	0.49
Stabilizzanti		62.39		81.27		-34.28

Verifica di scorrimento

CS $62.39/46.12=1.35 > 1.0$ VERIFICATO

Verifica al ribaltamento

CS $81.27/52.47=1.55 > 1.0$ VERIFICATO

Le verifiche di scorrimento e ribaltamento sono soddisfatte.

13.7.2 Verifica della capacità portante

Si esegue ora la verifica a capacità portante, secondo le prescrizioni delle NTC2008.

4 VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE DEL MURO SI SOSTEGNO			
M stab	81.27	kNm	
M instab	52.47	kNm	
Vtot	35.39	kN	
Ntot	93.95	kN	
M(baricentro)	18.19	kNm	
Eccentricità	0.19	m	
B/6	0.25	m	
Tutta la sezione è reagente solo a compressione			
B'	1.50	m	
Tensioni in fondazione			
σ_{max}	111.1	kPa	
σ_{min}	14.1	kPa	
$Q_{lim} = 1/2 \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$			
(Brinchen-Hansen, non si considera l'apporto del sovraccarico accidentale)			
c'	0	kPa	
φ	30.5	°	
γ_{sat}	19.5	kN/m ³	
γ_{sat}	19.5	kN/m ³	
β (inclin. pc)	0	°	
Larghezza (B)	1.5	m	
Larghezza equivalente	1.5	m	
Lunghezza (L)	1.0	m	
Profondità piano	0.8	m	
Eccentricità dei carichi	0.2	m	
Inclinazione piano	0	°	
Vtot	35	kN	
Ntot	94	kN	
Fattori capacità portante			
N_{γ}	24.00		
N_c	31.28		
N_q	19.40		
Fattori forma della fondazione			
S_{γ}	1.00		
S_c	1.00		
S_q	1.00		

Fattori inclinazione del carico	
i_γ	0.32
i_c	0.49
i_q	0.52
Fattori inclinazione piano di posa	
b_γ	1.00
b_c	1.00
b_q	1.00
Fattori inclinazione piano campagna	
g_γ	1.00
g_c	1.00
g_q	1.00
Fattori profondità piano di posa	
d_c	1.16
d_q	1.15
Pressione limite (Q_{lim})	292.8 Kpa 2.9 kg/cm ²
Verifica capacità portante	
CS	$111.1/292.8=2.63 > 1.0$ VERIFICATO

13.7.3 Verifica tensionale del muro di sostegno allo SLU

Si riportano di seguito le verifiche statiche del paramento verticale e della zattera, in approccio A1C1 SISMA (A1*=1,M1,R1), in cui le forze sollecitanti sono riassunte nelle tabelle precedenti ed evidenziate nel seguente modello.

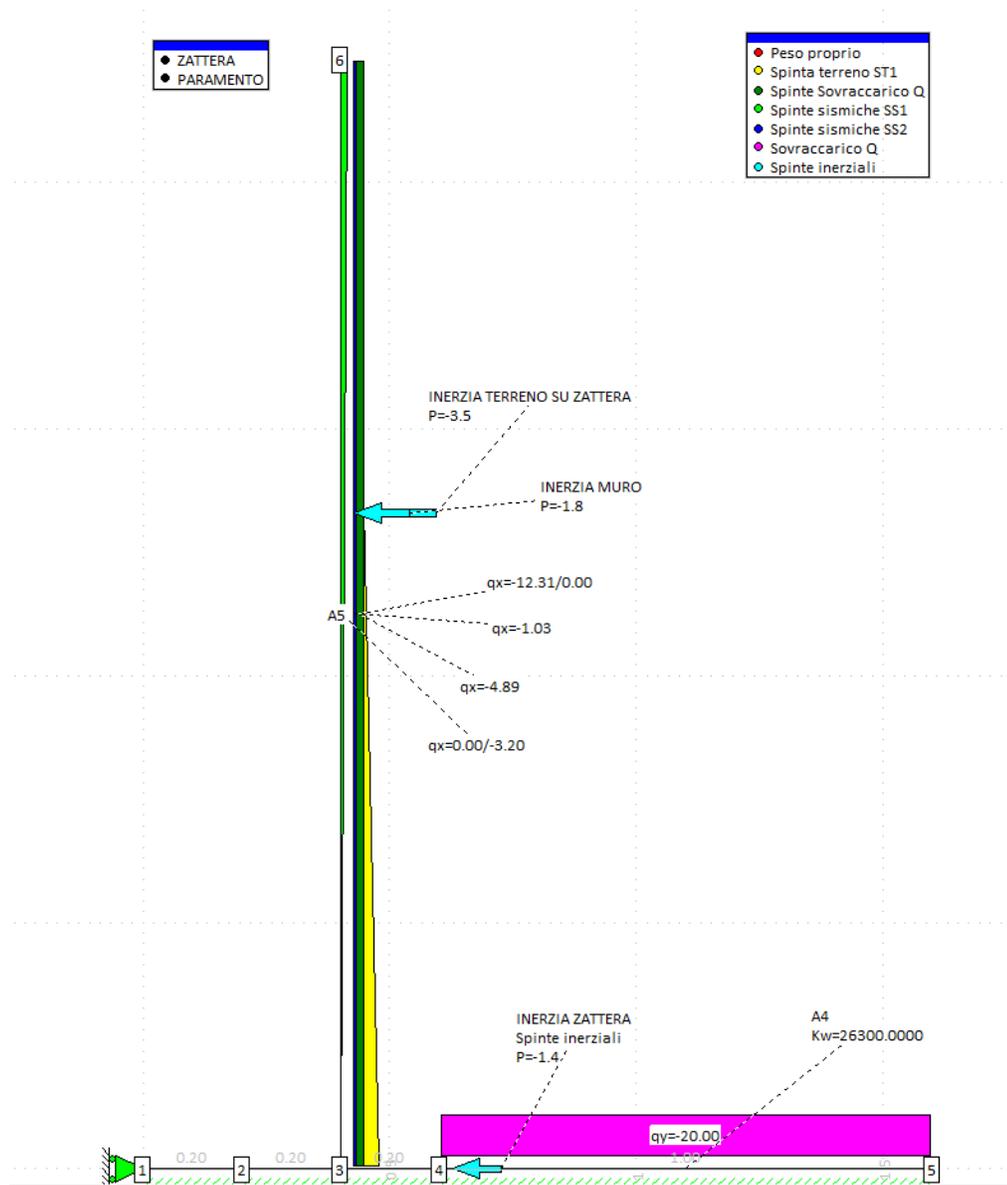


Figura 42: Visualizzazione del modello del muro di sostegno

Si riportano di seguito i diagrammi di sollecitazione.

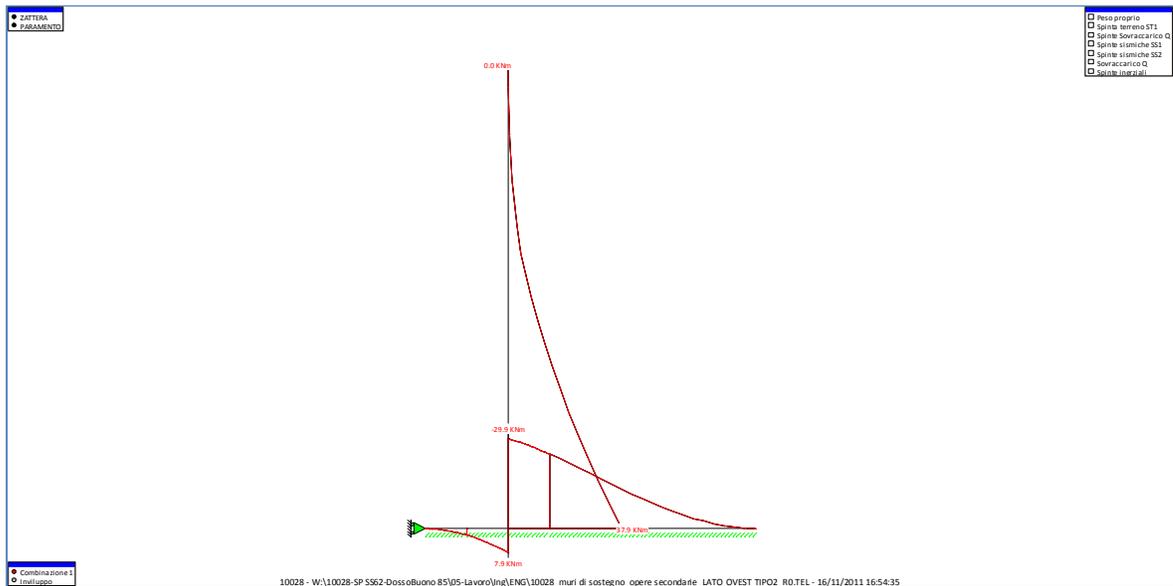


Figura 43: Visualizzazione del diagramma dei Momenti flettenti

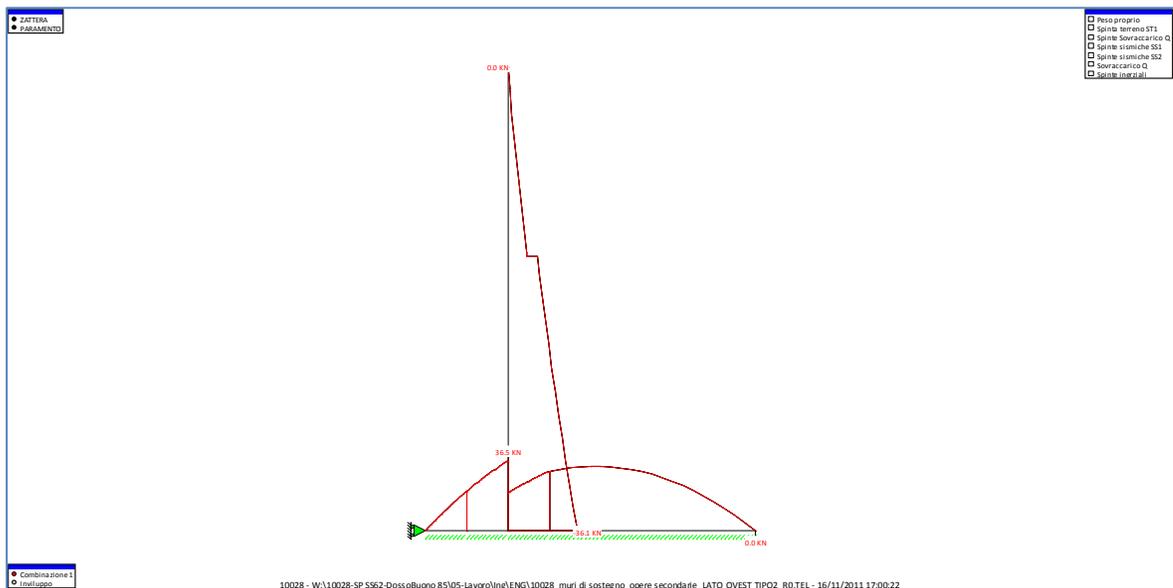


Figura 44: Visualizzazione del diagramma degli Sforzi di taglio

Sezione	Msd (kNm/m)	Vsd (kN/m)
Paramento verticale	37.9	36.1
Zattera	29.9	36.5

13.7.3.1 Verifica tensionale del paramento verticale

Verifica a flessione paramento verticale

Si dispone un'armatura pari a 5 Ø 12 (As=5.65cm²) lato terra e 5 Ø 10 lato esterno .

con i minimi da normativa NTC08 4.1.43 pari al maggiore dei seguenti:

$$A_{s,min} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d = 0.26 \cdot \frac{2.56}{450} \cdot 30 \cdot 100 = 4.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} \geq 0.0013 \cdot b_t \cdot d = 0.0013 \cdot 30 \cdot 100 = 3.9 \text{ cm}^2$$

Sezione Rettangolare b = 100 cm h = 30 cm

Copriferro 6cm

Caratteristiche di sollecitazione:

Msd = 37.9 kNm

Valori limiti:

Mrd=54.1 kNm

Msd/Mrd = 1/0.6997=1.43

Sezione verificata

Verifica a taglio paramento verticale

V_{SD}=36.1 kN

Dati CA		Calcolo sezione in C.A.	
sezione	B = 1000 [mm] H = 300 [mm] d = 240 [mm] c = 60 [mm] Rck = 30 [MPa] γ CLS = 1.5	ARMATURE LONGITUDINALI Base Agg n° ferri 5 Φ barre 10 lembo compresso Base Agg n° ferri 5 Φ barre 12 lembo teso	k = 1.91 σ cp = 0.00 [MPa] ρ1 = 0.00399 α c = 1 v min = 0.46
armatura	A's = 393 [mm²] As = 565 [mm²] Φ staffe = 8 [mm] A staffa = 50 [mm²] p staffe = 330.0 [mm] α staffe = 90.0 [°] n° bracci = 3 fyk = 450 [MPa] Ø puntoni = 9.16 [°] γ ACC = 1.15	SEZIONE NON ARMATA A TAGLIO V _{sd} = [0.18 · k · (100 · ρ1 · f _{yk}) ^{2/3} / γc + 0.15 · σcp] · b · d ≤ [v _{min} + 0.15 · σcp] · b · d (4.1.14) V _{Rd, min} = 110.89 [kN] V _{Rd, calc} = 118.46 [kN] V _{Rd} = 118.46 kN	
Sollecitazioni	Vsd = 36.50 [kN] Nsd = 0.00 [kN]====> positivo se di compressione	SEZIONE ARMATA A TAGLIO Taglio trazione V _{Rd} = 0.9 · d · A _{sw} · f _{yk} · (ctgα + ctgβ) · sin α V _{Rd} = 96.56 [kN] Taglio compressione V _{Rd} = 0.9 · d · b · α · f _{yk} · (ctgα + ctgβ) · (1 + ctg ² β) V _{Rd} = 525.48 [kN] V _{Rd} = 96.56 kN	

V_{Rd}=118.46KN > V_{SD} Sezione verificata

13.7.3.2 Verifica tensionale della zattera

Verifica a flessione zattera

Si dispone un'armatura pari a 5+5 Ø 12 ($A_s=5.65\text{cm}^2$)

con i minimi da normativa NTC08 4.1.43 pari al maggiore dei seguenti:

$$A_{s,\min} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_i \cdot d = 0.26 \cdot \frac{2.56}{450} \cdot 30 \cdot 100 = 4.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\min} \geq 0.0013 \cdot b_i \cdot d = 0.0013 \cdot 30 \cdot 100 = 3.9 \text{ cm}^2$$

Sezione Rettangolare $b = 100 \text{ cm}$ $h = 30 \text{ cm}$

Copriferro 6cm

Verifica a pressoflessione

Sezione Rettangolare $b = 100 \text{ cm}$ $h = 30 \text{ cm}$

Caratteristiche di sollecitazione:

$M_{sd} = 29.9 \text{ kNm}$

Valori limiti:

$M_{rd} = 54.4 \text{ kNm}$

$M_{sd}/M_{rd} = 1/0.5417 = 1.85$

Sezione verificata

Verifica a taglio zattera

$V_{SD} = 36.5 \text{ kN}$

$V_{RD} = 118.46 \text{ kN} > V_{SD}$ Sezione verificata, non è necessaria armatura a taglio.

