

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA
LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

TRATTA A.V. /A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI
PROGETTO ESECUTIVO

**Cavalcaferrovia SP 152 Linea III Valico
alla Pk 38+765 - Tratto 0**

Relazione Di Calcolo Delle Strutture - Impalcato, Spalle, Muri

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI
Consorzio Cociv Ing. N. Meistro	

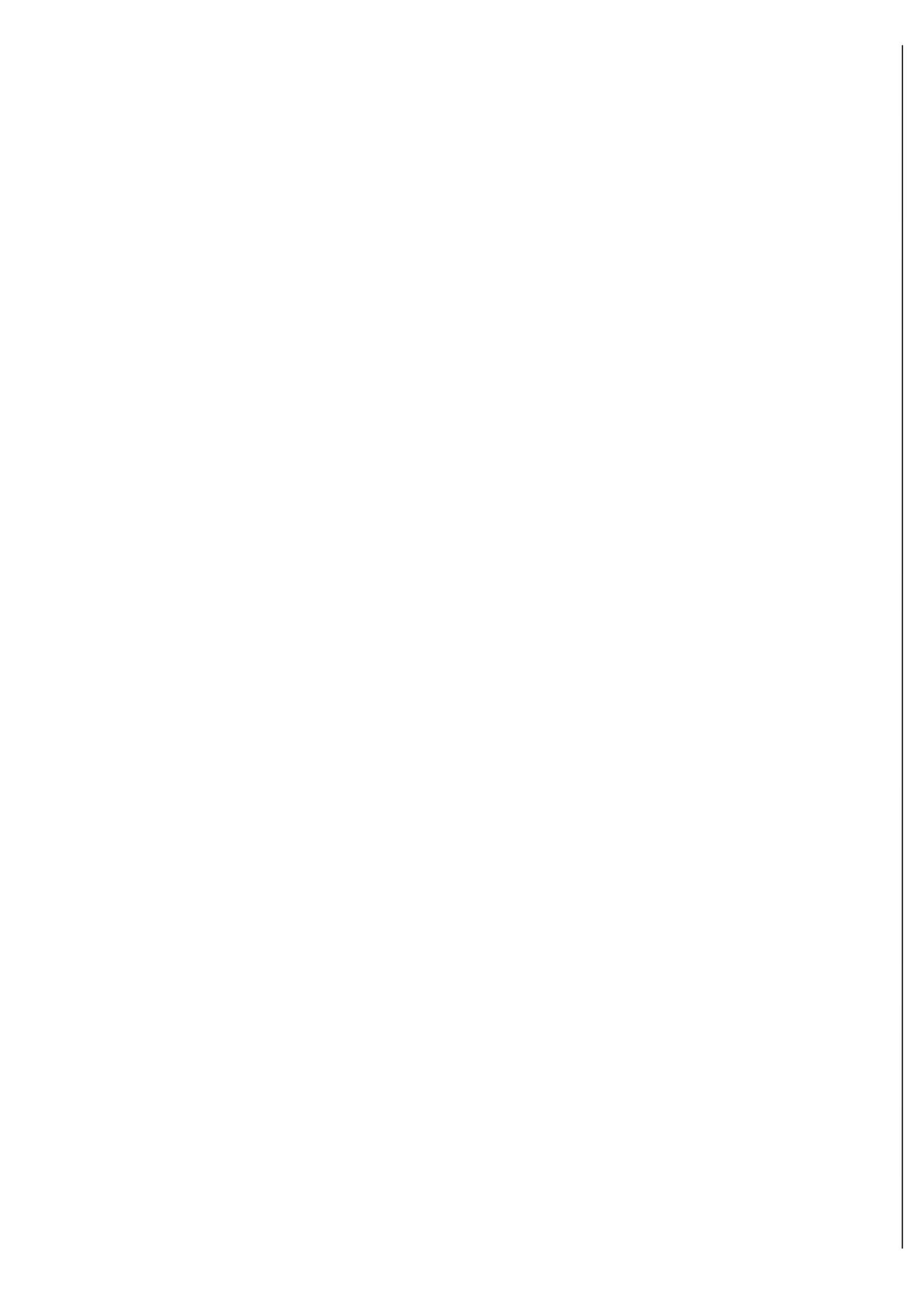
COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I G 5 1	0 4	E	C V	C L	I V 1 4 0 X	1 0 1	A

Progettazione:

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Prima emissione	COCIV	25/07/2019	COCIV	25/07/2019	A. Mancarella	25/07/2019	 COCIV <small>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</small> Dott. Ing. A. Mancarella Ordine Ingegneri Prov. TO n. 6271 R

n.Elabor.: _____	File:IG51-04-E-CV-CL-IV14-0X-101-A00.DOCX
------------------	---

CUP: F81H92000000008



INDICE

1	GENERALITA'	7
1.1	Inquadramento generale dell'opera	7
1.2	Oggetto specifico della relazione.....	7
2	IPOSTESI PRELIMINARI.....	12
2.1	Normative, raccomandazioni e linee guida	12
2.1.1	Documenti di carattere generale	12
2.1.2	Fondazioni e opere di sostegno	12
2.1.3	Analisi sismica delle strutture	12
2.1.4	Strutture in acciaio e composte acciaio-clc	13
2.2	Metodi di calcolo e criteri di verifica	13
2.3	Materiali impiegati.....	14
2.3.1	Calcestruzzo strutturale	14
2.3.2	Barre d'armatura	16
2.3.3	Acciaio da carpenteria	17
3	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	18
3.1	Parametri sismici di riferimento	18
3.2	Combinazione spaziale	20
4	CARICHI PROVENIENTI DALL'IMPALCATO	20
4.1	Pesi propri strutturali.....	20
4.2	Carichi permanenti portati	20
4.3	Azioni termiche e ritiro.....	21
4.4	Carichi verticali da traffico veicolare	23
4.5	Frenatura e avviamento	23
4.6	Forza centrifuga	24
4.7	Modello di carico per la fatica	24
4.8	Vento.....	24
4.9	Combinazione dei carichi.....	25
5	ANALISI DELL'IMPALCATO.....	27
5.1	Definizione inerziale delle sezioni	27
5.2	Descrizione del modello di calcolo.....	31
5.3	Applicazione dei carichi	32
5.4	Principali sollecitazioni.....	43
5.4.1	Momento Flettente impalcato SLU: Fasi 1,2,3	43

5.4.2	Taglio implacato SLU: Fasi 1,2,3.....	45
6	VERIFICA TRAVI PRINCIPALI	47
6.1	Verifiche a flessione.....	48
6.1.1	Sezione C3-M.....	48
6.1.2	Sezione C3-G2.....	49
6.1.3	Sezione C2-G2.....	50
6.1.4	Sezione C2-G1	51
6.1.5	Sezione C1-G1	52
6.1.6	Sezione C1-A.....	53
6.2	Verifiche a imbozzamento	54
6.2.1	Sezione C3-M.....	54
6.2.2	Sezione C3-G2.....	54
6.2.3	Sezione C2-G2.....	55
6.2.4	Sezione C2-G1	55
6.2.5	Sezione C1-G1	56
6.2.6	Sezione C1-A.....	56
6.3	Giunti saldati tra i conci.....	57
6.4	Verifica di deformabilita'	57
6.5	Dimensionamento della connessione	60
6.5.1	Tratto TL1	61
6.5.2	Tratto TL2.....	62
6.5.3	Tratto TL3.....	63
6.5.4	Tratto TL4.....	64
7	VERIFICA CONTROVENTI DI MONTAGGIO.....	65
7.1	Controventi superiori	65
7.2	Controventi inferiori (di torsione).....	67
8	VERIFICA DIAFRAMMI	69
8.1	Diaframmi reticolari intermedi.....	69
8.2	Diaframmi di appoggio	72
9	VERIFICA A FATICA.....	73
10	IRRIGIDENTI D'ANIMA	75
10.1	Irrigidenti longitudinali	75
10.2	Irrigidenti trasversali	76
11	SCARICHI DELL'IMPALCATO	78
	VERIFICHE SOLETTA.....	80
	VERIFICHE DALLE.....	86

12	SPALLE.....	87
12.1	Condizioni di carico	87
12.1.1	Carichi direttamente applicati alla spalla.....	87
12.1.2	Carichi derivanti dall'impalcato.....	87
12.2	Combinazioni di carico	88
12.3	Modello di calcolo	90
12.4	Sollecitazioni.....	91
12.4.1	Fondazione	91
12.4.2	Fusto	97
12.4.3	Muri d'ala	103
12.5	Verifiche.....	109
13	MURI DI SOSTOSCARPA	120
13.1	Criteri di verifica	122
13.2	Verifiche geotecniche (GEO)	122
13.2.1	Verifica allo scorrimento sul piano di posa.....	122
13.2.2	Verifica al ribaltamento.....	123
13.2.3	Verifica di capacità portante.....	123
13.2.4	Coefficienti parziali per la resistenza.....	125
13.3	Verifiche strutturali (STR)	125
13.3.1	Verifiche SLU	125
13.3.2	Verifiche SLE.....	126
13.4	Valutazione dei coefficienti di spinta attiva del terreno	126
13.5	Risultati verifiche geotecniche.....	128
13.5.1	Coefficienti di spinta attiva sezione A pk 473.49	128
13.5.2	Coefficienti di spinta attiva sezione B pk 523.48.....	131
13.5.3	GEO – sezione A pk 473.49.....	135
13.5.4	GEO – sezione B pk 523.48	141
13.6	Verifiche di stabilità globale	146
13.6.1	Stati limite ultimi (SLU)	146
13.6.2	GEO – sezione A pk 473.49.....	147
13.6.3	GEO – sezione B pk 523.48	149
13.7	Verifiche strutturali	150
13.7.1	STR – sezione A pk 473.49	151
13.7.2	STR – sezione B pk 523.48	154
14	DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE	157
14.1	Caratterizzazione geotecnica di riferimento	158

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



IG51-04-E-CV-CL-IV14-0X-101-A00

Relazione di calcolo delle strutture - impalcato, spalle, muri

Foglio

6

14.2	Spalla SA	159
14.3	Verifiche strutturali	164
14.4	Verifiche di portanza.....	165

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
IG51-04-E-CV-CL-IV14-0X-101-A00 Relazione di calcolo delle strutture - impalcato, spalle, muri		Foglio 7

1 GENERALITA'

1.1 INQUADRAMENTO GENERALE DELL'OPERA

La presente relazione di calcolo costituisce parte integrante del Progetto Esecutivo finalizzato alla costruzione delle opere connesse alla nuova tratta AV / AC appartenente all'insieme delle infrastrutture ferroviarie strategiche definite dalla legge obiettivo n.443/01 e denominata "Terzo Valico dei Giovi".

Per maggiori dettagli relativi alla configurazione generale della tratta si rimanda a quanto contenuto negli elaborati grafici specifici.

1.2 OGGETTO SPECIFICO DELLA RELAZIONE

La finalità di questa nota è quella di presentare in maniera quanto più possibile chiara ed esauritiva i calcoli condotti per la verifica dell'impalcato del cavalcaferrovia indicato come: IV14. Verranno pertanto presentate le ipotesi fatte per la modellazione della struttura, per l'applicazione dei carichi previsti dalla Normativa di riferimento e per la verifica di tutti gli elementi di interesse.

Entrando nello specifico, l'impalcato del ponte presenta andamento rettilineo anche se il tracciato stradale in sommità è in parte curvo nella parte finale (la carpenteria metallica è rettilinea mentre la curva si sviluppa solo a livello della soletta), sviluppandosi longitudinalmente su una campata da 50 m. L'ingombro trasversale totale, misurato rispetto al filo interno delle velette prefabbricate, risulta essere pari a $B = 13.5$ m (una fascia di 10.50 m è interessata direttamente dalla sede stradale, mentre il settore rimanente è finalizzato all'aggancio dei guard rails e ai marciapiedi).

La struttura portante del ponte, basata sul sistema costruttivo composto acciaio-clt, è costituita da quattro travi a sezione costante ($h = 2.7$ m) affiancate e connesse superiormente, mediante pioli tipo Nelson, a una soletta in clt armato di spessore totale appartenente al range 0.27 - 0.28 m (ottenuta mediante l'esecuzione di un getto in opera su dalle tralicciate prefabbricate in autoportanza).

La ripartizione trasversale dei carichi tra le travate principali viene assicurata da una serie di controventi a V, chiamati anche "diaframmi".

In fase transitoria, ovvero prima del getto e della successiva maturazione della soletta, la stabilità del sistema nei confronti delle azioni orizzontali (come, ad esempio, il vento) viene assicurata da un idoneo controvento orizzontale.

Le seguenti immagini riportano la sezione trasversale dell'impalcato in corrispondenza della spalla e della campata mediana, nonché la visione complessiva del cavalcaferrovia in pianta e in prospetto.

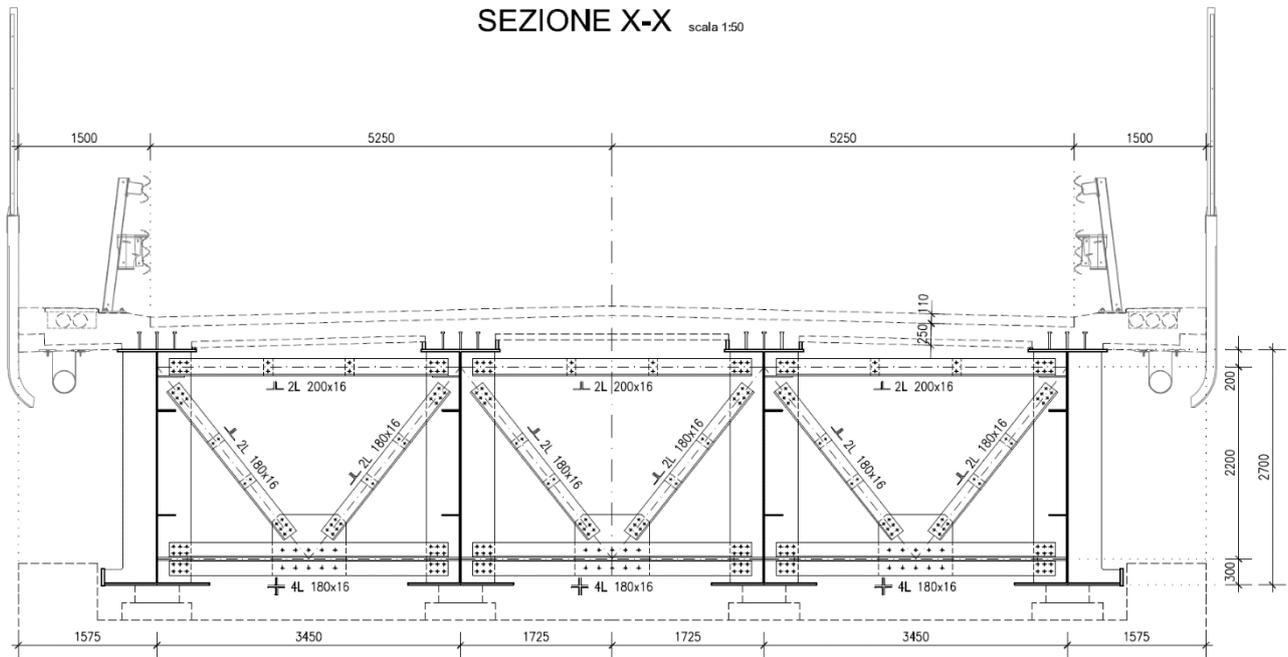


Figura 1 Sezione trasversale dell'impalcato in corrispondenza della spalla

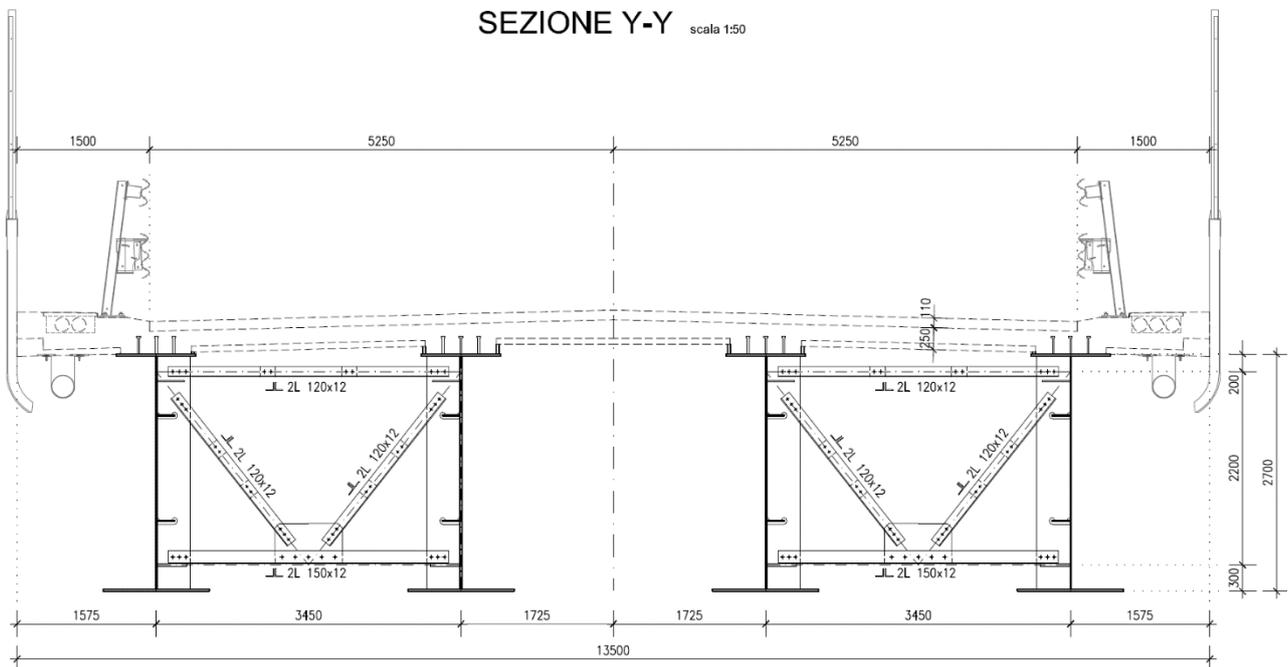


Figura 2 Sezione trasversale dell'impalcato in campata

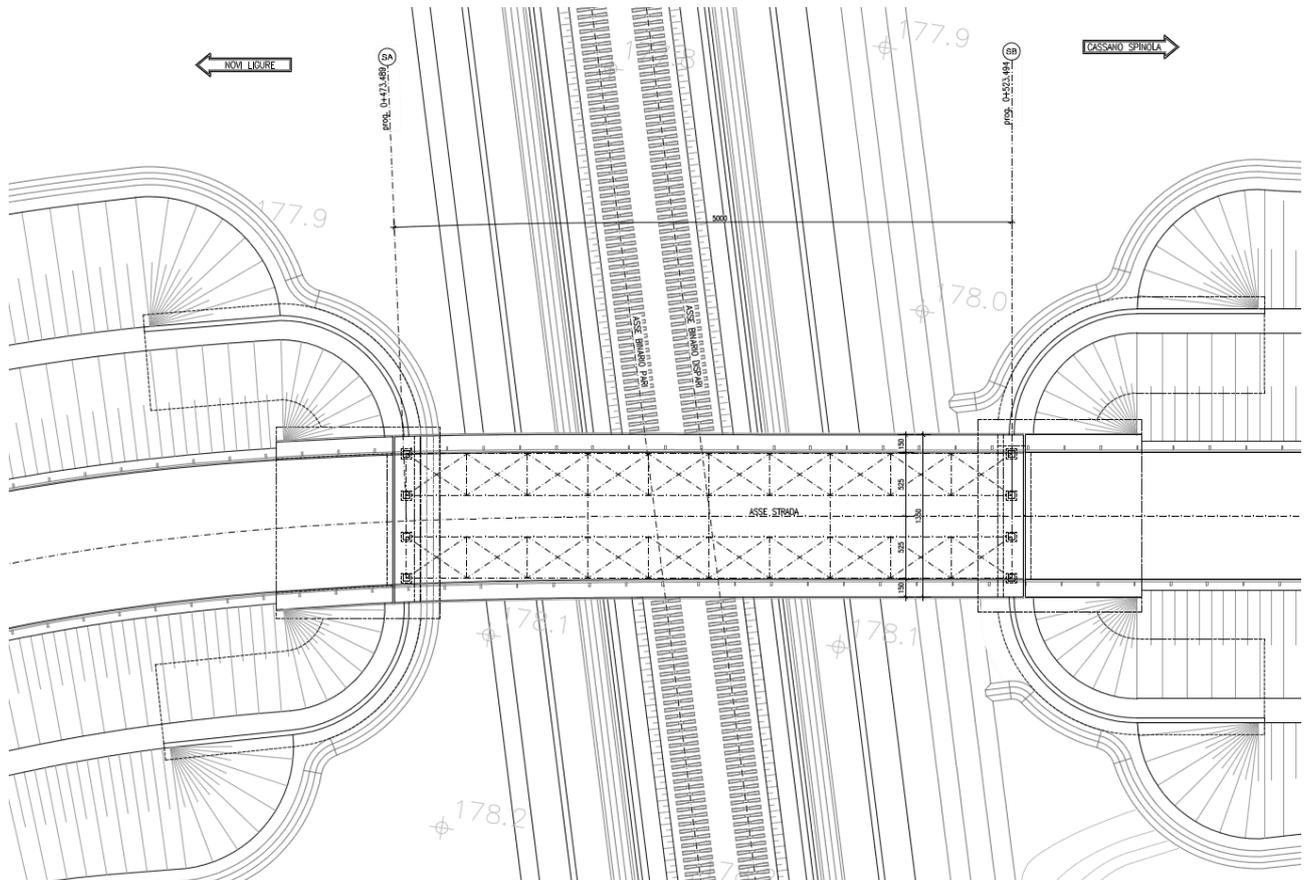


Figura 3 Vista planimetrica dell'opera

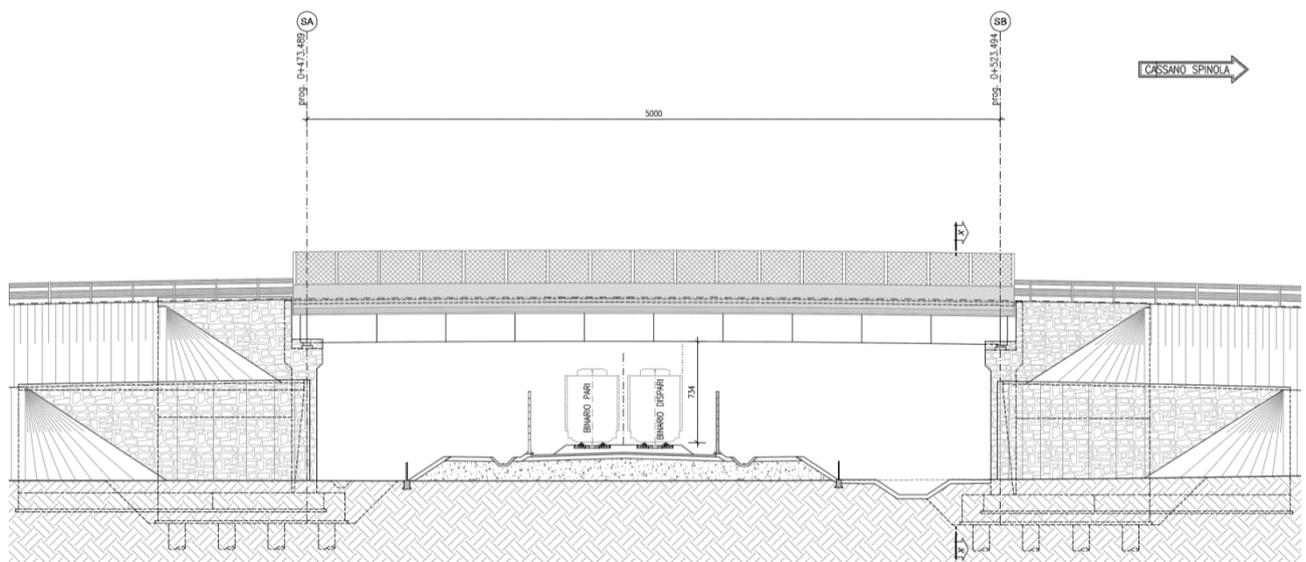


Figura 4 Prospetto del cavalcaferrovia

Le principali opere in cemento armato sono quelle necessarie alla realizzazione delle due spalle e i muri di sostegno previsti a completamento delle rampe di accesso al cavalcaferrovia.

Le tipologie costruttive adottate per la realizzazione di questi elementi rispondono a soluzioni classiche per questa tipologia d'opera.

Entrando nello specifico, le spalle sono state realizzate prevedendo un paramento frontale di spessore 1.80 m, completato da muri d'ala dotati di spessore variabile (0.90 – 1.50 m). Il sistema di fondazione è costituito, per entrambi gli elementi, da una ciabatta avente spessore 2.00 m e dimensioni in pianta di 13.5 x 16.00 m, abbinata a 18 pali da 1.20 m di diametro. La spalla A a differenza della spalla B ha i muri d'ala obliqui che seguono il tracciato stradale.

Le seguenti immagini forniscono tutti i dettagli necessari alla piena comprensione della geometria della spalla B:

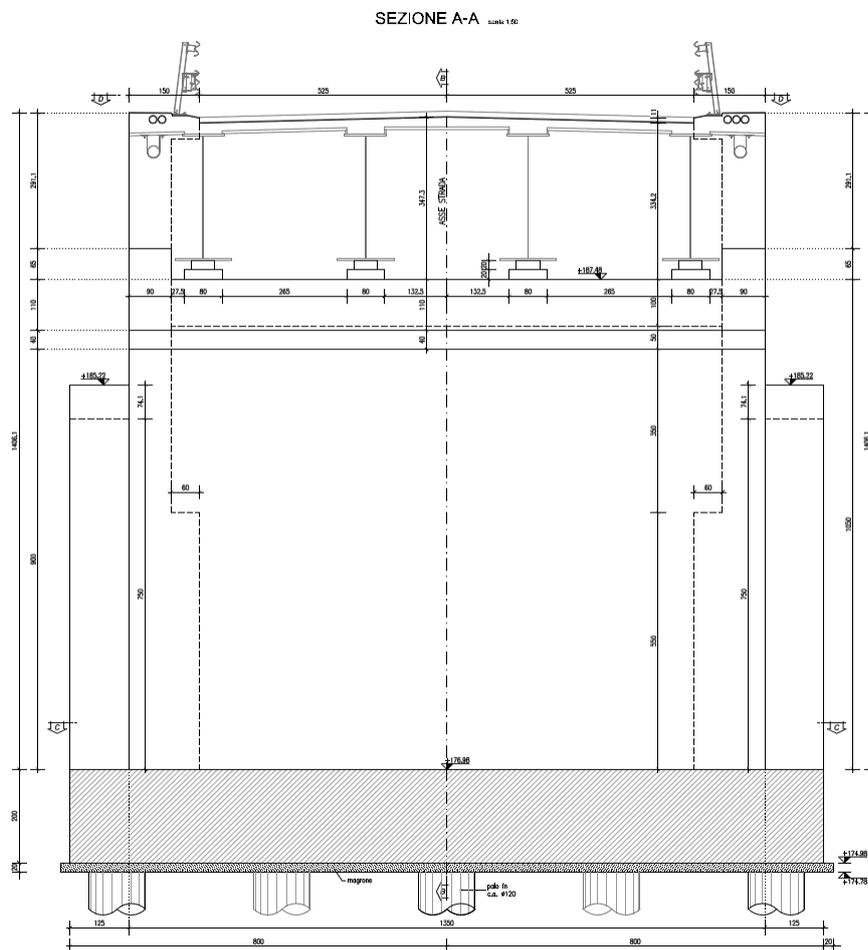


Figura 5 Prospetto del paramento frontale della spalla B

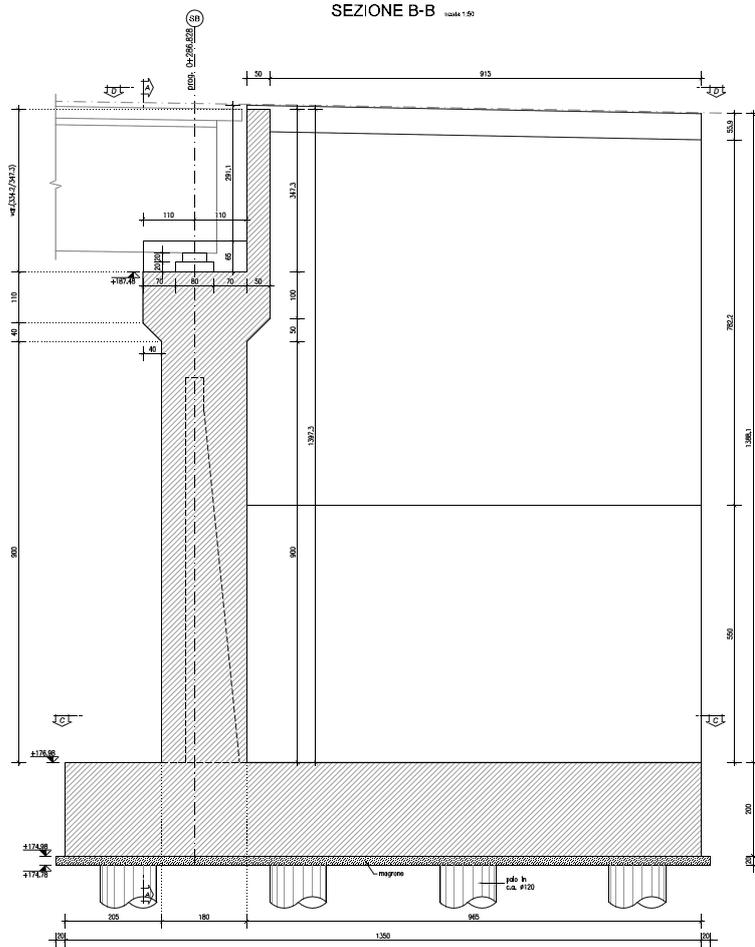


Figura 6 Sezione longitudinale della spalla B

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
IG51-04-E-CV-CL-IV14-0X-101-A00 Relazione di calcolo delle strutture - impalcato, spalle, muri		Foglio 12

2 IPOTESI PRELIMINARI

2.1 NORMATIVE, RACCOMANDAZIONI E LINEE GUIDA

In accordo a quanto prescritto dall'art.21 della Legge 5 novembre 1971 n.1086 (G.U. n.321 del 21.12.1971) per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica, nonché dall'art.1 della Legge 2 febbraio 1974 n.64 (G.U. n.76 del 21.03.1974), nella progettazione di tutte le strutture trattate in questa relazione si è fatto riferimento alle normative, alle raccomandazioni ed alle linee guida di seguito proposte.

Il calcolo sarà dunque condotto nel rispetto delle Normative nazionali di riferimento, provvedendo però a integrarle, dove necessario, con le indicazioni proposte negli Eurocodici di riferimento.

2.1.1 Documenti di carattere generale

A livello generale si sono utilizzati i seguenti riferimenti:

- **D.M. 14.01.2008** "Norme tecniche per le costruzioni";
- **Circolare 02.02.2009** Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 costruzioni e dei carichi e sovraccarichi";
- **Manuale di progettazione delle opere civili**, Parte II, Sezione 2 - Ponti e strutture, Rev B del 22/12/2017.
- **Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili** Parte II - Sezione 6 e Parte II - Sezione 12, Rev B del 22/12/2017.
- **Istruzione C.N.R. 10024/86** "Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo".

2.1.2 Fondazioni e opere di sostegno

- **EN 1997-1: 2005** "Eurocodice 7: Progettazione geotecnica, Parte 1: Regole generali".
- **EN 1998-5: 2005** "Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici".

2.1.3 Analisi sismica delle strutture

- **EN 1998-1: 2005** "Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici".

2.1.4 Strutture in acciaio e composte acciaio-clc

- **Eurocodice 3.1.1** "Progettazione delle strutture in acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";
- **Eurocodice 4.1.1** "Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";
- **Eurocodice 4.2** "Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Ponti a struttura composta".

2.2 METODI DI CALCOLO E CRITERI DI VERIFICA

Il calcolo delle sollecitazioni sarà condotto facendo riferimento, a seconda del caso, alle teorie della Scienza delle Costruzioni o agli usuali metodi utilizzati nella modellazione numerica delle strutture.

In particolare il software impiegato nella simulazione, ai fini di estrarre i parametri di sollecitazione e di deformazione, è il codice Straus 7 (release 2.4.6) prodotto dalla ditta Strand7 Software, Sydney Australia e distribuito in Italia da HSH S.r.l. La validazione di tale prodotto avviene a partire da una documentazione ("Verification Manual") che attesta l'accuratezza delle soluzioni ottenute in relazione a modellazione di problematiche fisiche con soluzioni analitiche note. La verifica degli elementi costituenti le strutture descritte viene effettuata adottando la filosofia proposta nelle NTC 2008, ovvero secondo il metodo agli stati limite.

2.3 MATERIALI IMPIEGATI

I materiali utilizzati dovranno essere oggetto di prove certificanti la rispondenza fra i valori di progetto delle resistenze adottate nel calcolo e le caratteristiche meccaniche dei prodotti posti in opera. In particolare valgono le seguenti prescrizioni:

2.3.1 Calcestruzzo strutturale

Il calcestruzzo strutturale dovrà essere confezionato secondo i criteri proposti nel capitolato e dovrà garantire le seguenti caratteristiche meccaniche:

Pali di Fondazione, fondazione e muri:

- Calcestruzzo			
Classe		C 25/30	
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	25	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	30	[N/mm ²]
Resistenza media a compressione	f_{cm}	33.00	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione semplice	f_{ctm}	2.56	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione semplice	f_{ctk}	1.80	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione (per flessione)	f_{ctm}	3.08	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica di aderenza	f_{bk}	4.04	[N/mm ²]
Fattore di sicurezza parziale	γ_c	1.5	
Coefficiente per carichi di lunga durata	α_{cc}	0.85	
Resistenza cilindrica di progetto	f_{cd}	14.17	[N/mm ²]
Resistenza a trazione semplice di progetto	f_{ctd}	1.20	[N/mm ²]
Resistenza di aderenza di progetto	f_{bd}	2.69	[N/mm ²]
Tensione limite in combinazione rara	$\sigma_{c,adm}$	15.00	[N/mm ²]
Tensione limite in combinazione quasi perm.	$\sigma_{c,adm}$	11.25	[N/mm ²]
Modulo elastico istantaneo	E_c	31476	[N/mm ²]
Coefficiente di Poisson	ν	0.20	
Deformazione ultima	ϵ_{cu}	0.35	%

Elevazione Muri, pile, spalle, pulvini, soletta impalcato:

- Calcestruzzo		C 32/40	
Classe			
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	32	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	40	[N/mm ²]
Resistenza media a compressione	f_{cm}	40.00	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione semplice	f_{ctm}	3.02	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione semplice	f_{ctk}	2.12	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione (per flessione)	f_{ctm}	3.63	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica di aderenza	f_{bk}	4.76	[N/mm ²]
Fattore di sicurezza parziale	γ_c	1.5	
Coefficiente per carichi di lunga durata	α_{cc}	0.85	
Resistenza cilindrica di progetto	f_{cd}	18.13	[N/mm ²]
Resistenza a trazione semplice di progetto	f_{ctd}	1.41	[N/mm ²]
Resistenza di aderenza di progetto	f_{bd}	3.18	[N/mm ²]
Tensione limite in combinazione rara	$\sigma_{c,adm}$	19.20	[N/mm ²]
Tensione limite in combinazione quasi perm.	$\sigma_{c,adm}$	14.40	[N/mm ²]
Modulo elastico istantaneo	E_c	33346	[N/mm ²]
Coefficiente di Poisson	ν	0.20	
Deformazione ultima	ϵ_{cu}	0.35	%

Lastre Prefabbricate:

- Calcestruzzo			
Classe		C 35/45	
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	35	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	45	[N/mm ²]
Resistenza media a compressione	f_{cm}	43.00	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione semplice	f_{ctm}	3.21	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione semplice	f_{ctk}	2.25	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione (per flessione)	f_{ctm}	3.85	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica di aderenza	f_{bk}	5.06	[N/mm ²]
Fattore di sicurezza parziale	γ_c	1.5	
Coefficiente per carichi di lunga durata	α_{cc}	0.85	
Resistenza cilindrica di progetto	f_{cd}	19.83	[N/mm ²]
Resistenza a trazione semplice di progetto	f_{ctd}	1.50	[N/mm ²]
Resistenza di aderenza di progetto	f_{bd}	3.37	[N/mm ²]
Tensione limite in combinazione rara	$\sigma_{c,adm}$	21.00	[N/mm ²]
Tensione limite in combinazione quasi perm.	$\sigma_{c,adm}$	15.75	[N/mm ²]
Modulo elastico istantaneo	E_c	34077	[N/mm ²]
Coefficiente di Poisson	ν	0.20	
Deformazione ultima	ϵ_{cu}	0.35	%

2.3.2 Barre d'armatura

L'armatura di ogni elemento strutturale dovrà essere realizzata mediante barre nervate in acciaio B450C (secondo UNI EN 10080) controllato in stabilimento. Dovranno essere garantite la saldabilità del prodotto e le caratteristiche meccaniche di seguito indicate:

resistenza caratteristica a snervamento: $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$

resistenza a trazione di calcolo: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ N/mm}^2$

2.3.3 Acciaio da carpenteria

Per la carpenteria metallica è stata adottata la classe S355. Le caratteristiche meccaniche richieste per i prodotti utilizzati sono le seguenti:

- Resistenza caratteristica a snervamento: $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$ ($t \leq 40 \text{ mm}$)
- Coefficiente di sicurezza: $\gamma_a = 1.05$
- Modulo elastico: $E_S = 210000 \text{ MPa}$
- Coefficiente di dilatazione: $\alpha = 1.2 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Le viti ed i dadi impiegati nei giunti tra le membrature, dovranno essere conformi alle indicazioni proposte nelle UNI 3740, nelle UNI 5712 e nelle UNI 5713. In corrispondenza di ogni dado e di ogni testa dovranno essere inoltre disposte delle rosette in acciaio C 50 rinvenuto HRC 32-40, conformi alle caratteristiche dimensionali proposte nelle UNI 5714. I giunti realizzati sulla struttura, a seconda della posizione, manifestano un comportamento ad attrito o a taglio. In entrambi i casi si utilizzeranno **bulloni di classe 10.9**. I bulloni dovranno possedere un serraggio controllato e conforme a quanto indicato nel D.M. 0.9.01.1996 sia nelle unioni di tipo convenzionale che nelle unioni progettate per lavorare ad attrito. Le saldature dovranno essere eseguite secondo quanto indicato nelle CNR UNI 10011 e nel D.M. 0.9.01.1996, adottando le misure necessarie a garantire la corretta realizzazione sia delle saldature a cordone d'angolo che di quelle a completa penetrazione.

I connettori a piolo utilizzati per le travi composte acciaio-calcestruzzo dovranno infine essere conformi alle indicazioni riportate nelle normative EN ISO 13918 ed avere le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Classe di resistenza: S235J2G3+C450 (St 37-3k)
- Resistenza caratteristica a rottura: $f_{tk} > 450 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica a snervamento: $f_{yk} = 350 \text{ MPa}$

3 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

3.1 PARAMETRI SISMICI DI RIFERIMENTO

L'opera è classificata come Tipo di costruzione 3 e si individua una classe d'uso IV. Pertanto i parametri che permettono di definire l'azione sismica di progetto sono i seguenti:

- Vita nominale: $VN = 100$ anni
- Coefficiente d'uso: $CU = 2.0$
- Periodo di riferimento per l'azione sismica: $VR = VN \times CU = 200$ anni

L'azione sismica di progetto si valuta con riferimento al sito individuando una categoria C di sottosuolo in classe topografica T1. Si riportano di seguito i parametri sismici di riferimento per i diversi stati limite previsti dalla norma.

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	120	0.045	2.474	0.249
SLD	201	0.058	2.470	0.262
SLV	1898	0.148	2.447	0.278
SLC	2475	0.163	2.451	0.280

Figura 7 Parametri sismici di riferimento

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato linSLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.148 g
F_o	2.447
T_c	0.278 s
S_s	1.482
C_c	1.601
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.482
η	1.000
T_B	0.149 s
T_C	0.446 s
T_D	2.193 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.220
T_B	0.149	0.538
T_C	0.446	0.538
	0.529	0.453
	0.612	0.392
	0.695	0.345
	0.779	0.308
	0.862	0.278
	0.945	0.254
	1.028	0.233
	1.111	0.216
	1.195	0.201
	1.278	0.188
	1.361	0.176
	1.444	0.166
	1.527	0.157
	1.611	0.149
	1.694	0.142
	1.777	0.135
	1.860	0.129
	1.943	0.123
	2.027	0.118
	2.110	0.114
T_D	2.193	0.109
	2.279	0.101
	2.365	0.094
	2.451	0.088
	2.537	0.082
	2.623	0.076
	2.709	0.072
	2.795	0.067
	2.881	0.063
	2.967	0.060
	3.053	0.056
	3.140	0.053
	3.226	0.051
	3.312	0.048
	3.398	0.046
	3.484	0.043
	3.570	0.041
	3.656	0.039
	3.742	0.038
	3.828	0.036
	3.914	0.034
	4.000	0.033

Figura 8 Spettro di risposta orizzontale

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
IG51-04-E-CV-CL-IV14-0X-101-A00 Relazione di calcolo delle strutture - impalcato, spalle, muri		Foglio 20

3.2 COMBINAZIONE SPAZIALE

Si ritiene opportuno condurre la progettazione in riferimento alle seguenti situazioni:

$$S1) "E_{tot}" = "E_x" + 0.3 "E_y" + 0.3 "E_z"$$

$$S2) "E_{tot}" = 0.3 "E_x" + "E_y" + 0.3 "E_z"$$

$$S3) "E_{tot}" = 0.3 "E_x" + 0.3 "E_y" + "E_z"$$

In tutti e tre i casi, naturalmente, le somme riportate sono da intendersi come somme di quantità vettoriali e non come semplice addizione di valori scalari.

4 CARICHI PROVENIENTI DALL'IMPALCATO

Il presente capitolo propone alcune considerazioni di carattere generale relative all'approccio adottato per la definizione delle azioni statiche agenti sulla struttura, mettendo in evidenza le principali ipotesi adottate nel calcolo. Per quanto concerne le azioni sismiche si deve invece fare riferimento alle indicazioni proposte al capitolo precedente.

4.1 PESI PROPRI STRUTTURALI

Il peso proprio della struttura è stato determinato sulla base dei pesi specifici relativi ai materiali impiegati. In particolare per l'acciaio si è assunto un valore pari a 7850 kg/m³ mentre per gli elementi in cemento armato (come la soletta) si è assunto un valore pari a 2500 kg/m³. I pesi totali per unità di lunghezza della carpenteria e della soletta in calcestruzzo, riferiti alla totalità dell'impalcato, assumono pertanto i seguenti valori:

$$W_{acciaio} = 3.00 \times 13.50 = 40.5 \text{ kN/m}$$

$$W_{calcestruzzo} = 25.0 \times 0.25 \times 13.50 = 84.38 \text{ kN/m}$$

Il carico dovuto alla soletta è stato determinato assumendo che il peso specifico del calcestruzzo gettato in opera sia equivalente a quello impiegato nella realizzazione delle lastre tralicciate.

4.2 CARICHI PERMANENTI PORTATI

I sovraccarichi permanenti portati derivano da tutti gli elementi di finitura e completamento necessari a garantire le caratteristiche funzionali finali all'opera e a pervenire all'aspetto estetico desiderato. In particolare si distinguono i seguenti contributi:

$$W_{pavimentaz} = 0.11 \times 20 \times 10.5 = 23.10 \text{ kN/m}$$

$$W_{cordoli} = 8.00 \times 2 = 16.00 \text{ kN/m}$$

$$W_{sottoservizi} = 1.00 \times 2 = 2.00 \text{ kN/m}$$

$$W_{veletta} = 7.00 \times 2 = 14.00 \text{ kN/m}$$

$$W_{barriere} = 1.00 \times 2 = 2.00 \text{ kN/m}$$

Per semplicità, il carico dovuto alla pavimentazione stradale è stato applicato sulla base della stima dello spessore medio rilevato sulla carreggiata ($t_{medio} = 0.11 \text{ m}$). Il peso delle barriere laterali, infine, è associato al modello contenuto negli elaborati grafici.

4.3 AZIONI TERMICHE E RITIRO

Il ritiro e le azioni termiche vengono trattate in maniera del tutto identica (il ritiro può infatti essere assimilato ad una variazione termica equivalente). Più precisamente si sono considerate una variazione termica differenziale soletta - travi metalliche pari a $\Delta T = 5.0^\circ\text{C}$ ed un coefficiente di ritiro pari ad $\varepsilon_{rit} = 0.00043$. La procedura seguita per il calcolo delle azioni assiali e dei corrispondenti momenti è stata sintetizzata di seguito in forma letterale, facendo specifico riferimento alla sezione d'appoggio in corrispondenza delle spalle:

$$U.R. = 75\%$$

$$N_{trave} = \varepsilon_{ritiro/termico} A_c E_{c,ritiro/termico}$$

$$M_{trave} = N_{trave} b$$

$$\Delta T = 5^\circ\text{C}$$

$$\alpha_{termico} = 1.20 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$$

$$\varepsilon_{termico} = 6 \times 10^{-5}$$

$$N_{term,trave} = 2311 \text{ kN}$$

$$M_{term,trave} = 1756 \text{ kNm}$$

$$t_{0,ritiro} = 1-7 \text{ gg}$$

$$t_{0,viscosità} > 60 \text{ gg}$$

$$\phi_{viscoso} = 2.00$$

$$\varepsilon_{ritiro} = 0.430 \times 10^{-3}$$

$$N_{rit,trave} = 3995 \text{ kN}$$

$$M_{rit,trave} = 4714 \text{ kNm}$$



La combinazione di queste azioni con le rimanenti è stata condotta secondo l'approccio previsto dalla Normativa di riferimento, assumendo che il ritiro abbia sempre valore negativo (o, se favorevole, nullo) e che la variazione termica possa invece assumere segno alterno. Allo scopo di massimizzare gli effetti prodotti da queste sollecitazioni, inoltre, si è preso in considerazione, dove rilevante, sia il caso in cui l'azione termica costituisca il variabile secondario, che il caso in cui essa sia il variabile principale.

4.4 CARICHI VERTICALI DA TRAFFICO VEICOLARE

Le caratteristiche geometriche definite per la carreggiata comportano la necessità di considerare la presenza di 3 corsie convenzionali di larghezza $w_l = 3.00$ m. I carichi considerati sono quelli definiti nel D.M. 14.01.2008 coerentemente alla classificazione dell'opera come ponte di prima categoria. Nello specifico, ai fini delle verifiche globali, lo schema di carico di tipo 1 risulta essere dimensionante per l'opera in oggetto. La seguente immagine fornisce i dati necessari ad individuare il convoglio "tipo" utilizzato nel calcolo.

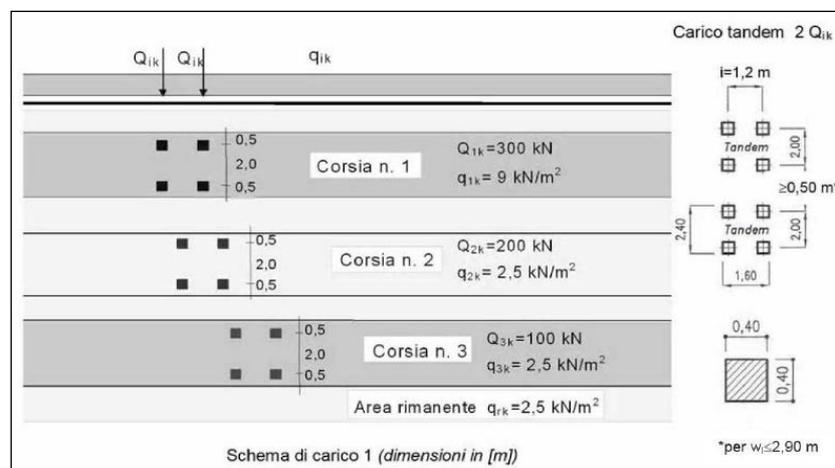


Figura 9 Schema di carico 1 (D.M. 2008):

definizione del convoglio di calcolo per ponti stradali di prima categoria

I carichi da traffico veicolare sono implementati nel modello di calcolo FEM come azioni mobili "Load Path": si definisce la configurazione del carico ed il percorso geometrico seguito dal medesimo lungo le corsie convenzionali dell'impalcato. Il software, previa definizione delle linee di influenza, determina di volta in volta la disposizione dei carichi che massimizza le sollecitazioni nelle sezioni oggetto di analisi.

4.5 FRENATURA E AVVIAMENTO

La forza di frenatura ed avviamento, come prescritto dalla normativa di riferimento, è funzione del carico verticale totale agente sulla prima corsia convenzionale. Di conseguenza la risultante considerata nel calcolo risulta essere la seguente:

$$q_3 = 0.6 (2 Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} w_l L = 0.6 (2 \times 300) + 0.10 \times 9 \times 3 \times 51 = 498 \text{ kN} \leq 900 \text{ kN} \rightarrow 498 \text{ kN}$$

La medesima si considera applicata all'estradosso della pavimentazione.

4.6 FORZA CENTRIFUGA

Il ponte analizzato nella presente nota di calcolo ha andamento rettilineo ($R = 0.00$ m). Di conseguenza non sussistono le condizioni necessarie a determinare la presenza dell'azione centrifuga.

4.7 MODELLO DI CARICO PER LA FATICA

Le verifiche a fatica sono condotte adottando il metodo dei coefficienti λ . Le EN 1993-2 prescrivono che con tale approccio si adotti il modello di carico LM3 il cui schema è riportato di seguito.

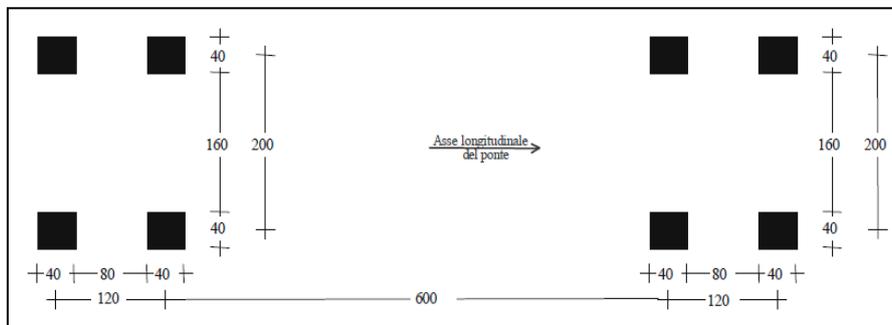


Figura 10 Modello di carico LM3

4.8 VENTO

L'azione del vento è stata considerata applicando a tutte le superfici potenzialmente investite una pressione normale di 2.50 kN/m^2 . L'area assunta a rappresentazione dei carichi transitanti, come richiesto dalla Normativa di riferimento, viene calcolata fissando una fascia di pertinenza di altezza pari a 3.00 m rispetto al livello definito dal piano viario; si fissa inoltre l'altezza delle barriere in 3.70 m. In tal senso appare evidente che le barriere stesse eserciteranno una funzione schermante nei confronti dei convogli in transito. Di conseguenza il calcolo è stato condotto facendo riferimento all'applicazione della pressione del vento su un'altezza complessiva impalcato più barriere pari a $6,50$ m. L'azione flettente trasversale è stata valutata considerando il vento agente, a favore di sicurezza, solo sulla fascia superiore della barriera pari a $4,0$ m:

$$f_{\text{vento}} = 2.50 \times 6.5 = 16.25 \text{ kN/m}$$

$$m_{\text{vento}} = 2.5 \times 4 \times 2 = 20.00 \text{ kNm/m}$$

Gli effetti statici legati all'applicazione delle azioni del vento vengono ricondotti a un'azione uniformemente distribuita abbinata al corrispondente momento applicato in testa alla soletta (su entrambi i lati del ponte, ma non in contemporanea).

4.9 COMBINAZIONE DEI CARICHI

La determinazione dei valori delle sollecitazioni da utilizzare per l'esecuzione delle verifiche strutturali viene condotta facendo riferimento ai gruppi di azioni ed ai coefficienti di combinazione riportati nel D.M. 14.01.2008. La seguente tabella definisce i gruppi considerati:

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

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

Figura 11 Definizione dei gruppi di azioni per i carichi variabili da traffico

I gruppi 3, 4 e 5 sono relativi alle sole verifiche locali. Si osserva inoltre come i gruppi di tipo 2a e 2b non siano certamente significativi ai fini del calcolo dell'impalcato. Il dimensionamento delle strutture verrà dunque condotto con riferimento gruppo 1.

I coefficienti di combinazione da impiegare nella definizione delle azioni di progetto allo SLU e SLE sono riportati nelle seguenti tabelle:

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.

⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Figura 12 Coefficienti di fattorizzazione dei carichi allo SLU

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
Vento q_s	Vento a ponte scarico	0,6	0,2	0,0
	SLU e SLE		0,0	
	Esecuzione	0,8	----	0,0
Neve q_s	Vento a ponte carico	0,6		
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Temperatura	esecuzione	0,8	0,6	0,5
	T_k	0,6	0,6	0,5

Figura 13 Coefficienti di combinazione delle azioni

5 ANALISI DELL'IMPALCATO

5.1 DEFINIZIONE INERZIALE DELLE SEZIONI

Il dimensionamento delle travi principali costituenti l'impalcato, richiede di considerare con attenzione la tipologia dei carichi e l'intervallo di tempo in cui si prevede vengano applicati alla struttura. In effetti le caratteristiche geometriche della sezione composta devono essere valutate omogeneizzando la soletta alla trave metallica. Tale procedura, come noto, deve tenere in considerazione il fenomeno della viscosità (caratteristico del calcestruzzo ma non dell'acciaio) e richiede pertanto di definire rapporti modulari diversi a seconda del tipo di azione (di lunga o di breve durata). Di seguito si riportano, sinteticamente, le ipotesi fatte nella definizione dei coefficienti di omogeneizzazione e , e per ognuno di essi, le caratteristiche inerziali delle sezioni costituenti le travi esaminate. La scelta dei coefficienti di omogeneizzazione è particolarmente importante al fine di risalire al corretto livello tensionale nei materiali:

$$n_{LT} = n_{ST} (1 + \varphi) = 15.7$$

$$n_{ST} = E_a / E_{cm} = 210'000 / 36'050 = 5.8$$

Le caratteristiche inerziali impiegate nel calcolo vengono di seguito sintetizzate sotto forma di tabelle. Per completezza sono proposti anche i valori relativi alla sola sezione metallica, utilizzati per condurre le verifiche in fase 1. La nomenclatura adottata per l'identificazione delle sezioni è la seguente:

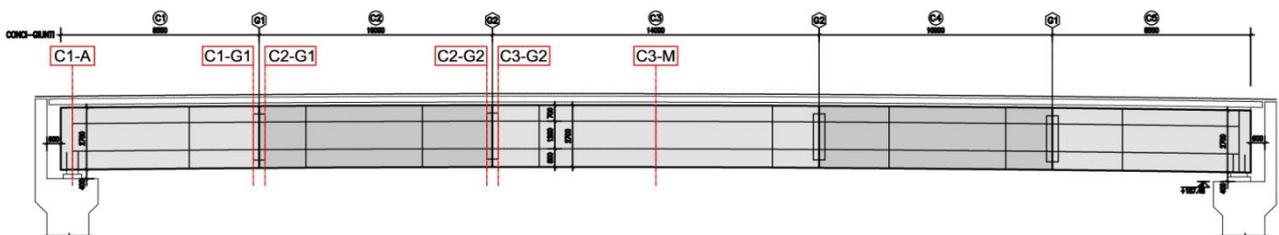


Figura 14 Sezioni di riferimento per le verifiche strutturali

Al fine di snellire la procedura di calcolo si è deciso di sfruttare opportunamente la simmetria che caratterizza la geometria dell'impalcato.

Concio C1 ($b_{\text{eff}} = 3 \text{ m}$):**b.1) Analisi in FASE 1** (il getto in cls non è ancora collaborante)

Riassunto dati geometrici dei piatti:

h_{tot}	piatti componenti		A_{piatto}	y	$J_{r,s}$	$J_{r,w}$	J_t
[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
270,0	120,0	2,5	300,0	1,3	156,3	360000	625,0
	265,0	1,5	397,5	135,0	2326203,1	75	298,1
	90,0	2,5	225,0	268,8	117,2	151875	468,8

Riassunto dati geometrici intero profilo:

$y_{G,s}$	A_s	$A_{v,1}$	$A_{v,2}$	$J_{r,s}$	$J_{r,w}$	J_T	$W_{el,s}^+$	$W_{el,s}^-$
[cm]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]
124,1	922,5	397,5	525,0	11 609 154,7	511 949,5	1 391,9	93 527,2	79 583,4

Contributo alla rigidità torsionale offerto dai controventi inferiori e superiori:

L_{inf}	120x120x12	L_{sup}	90x90x6
E_a/G_a	2,60	E_a/G_a	2,60
$d_x = d_y$	34 mm	$d_x = d_y$	24,1 mm
A	5500 mm ²	A	1050 mm ²
i	3450 mm	i	3450 mm
a	5000 mm	a	5000 mm
α	0,604 rad	α	0,604 rad
$S_{\text{eq,inf}}$	1,100 mm	$S_{\text{eq,sup}}$	0,210 mm

[profilo da sagomario]
 [rapporto tra moduli elastici]
 [distanza baricentro-spigolo]
 [area profilo]
 [interasse travi]
 [lunghezza long controvento]
 [angolo tra i diagonal]
 [spessore equivalente]

$J_{T,\text{finale,trave}}$	871 254,2 cm ⁴	$J_{T,\text{finale,cassone}}$	1 742 508,4 cm ⁴
-----------------------------	---------------------------	-------------------------------	-----------------------------

Resistenza elastica disponibile:

M_{el}^*	33202 KNm	t.u. [%]	25 ok
------------	-----------	----------	-------

b.2) Analisi elastica in FASE 2 (il getto in cls è maturato e collabora alla resistenza finale)

Caratteristiche soletta in calcestruzzo:

b_{eff}	h_c	h_p	h_{cls}	$A_{\text{cls, coll}}$	$y_{G,c}$	$J_{\text{cls, coll,1}}$	$J_{\text{cls, coll,2}}$
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
300,0	18,0	7,0	25,0	5 400,0	286,0	145 800,0	40 500 000,0

Rigidità torsionale della sola soletta:

a/b	16,67
β	3,12
J_t	35 678,3 cm ⁴
J_{st}	96 331,5 cm ⁴

Caratteristiche della sezione composta per carichi di lunga durata:

n_{lt}	A_{tot}	$y_{G,\text{comp}}$	J_1	J_2	S^*	$J_{t,\text{trave}}$	$J_{t,\text{cassone}}$
	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
15,73	1 265,8	168,0	18 174 736,9	3 086 947,1	40 502,6	4 704 445,3	9 408 890,7

Caratteristiche della sezione composta per carichi di breve durata:

n_{st}	A_{tot}	$y_{G,\text{comp}}$	J_1	J_2	S^*	J_t	$J_{t,\text{cassone}}$
	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
5,83	1 849,5	205,3	23 749 804,6	7 464 442,8	74 846,0	4 927 349,1	9 854 698,1

Concio C2 ($b_{\text{eff}} = 3 \text{ m}$):**b.1) Analisi in FASE 1** (il getto in cls non è ancora collaborante)

Riassunto dati geometrici dei piatti:

h_{tot}	piatti componenti		A_{piatto}	y	$J_{r,s}$	$J_{r,w}$	J_t
[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
270,0	120,0	3,0	360,0	1,5	270,0	432000	1080,0
	264,0	1,2	316,8	135,0	1839974,4	38	152,1
	90,0	3,0	270,0	268,5	202,5	182250	810,0

Riassunto dati geometrici intero profilo:

$y_{G,s}$	A_s	$A_{v,1}$	$A_{v,2}$	$J_{r,s}$	$J_{r,w}$	J_T	$W_{el,s}^+$	$W_{el,s}^-$
[cm]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]
122,3	946,8	316,8	630,0	12 915 992,7	614 288,0	2 042,1	105 600,6	87 453,3

Contributo alla rigidità torsionale offerto dai controventi inferiori e superiori:

L_{inf}	$120 \times 120 \times 12$	L_{sup}	$90 \times 90 \times 6$	[profilo da sagomario]
E_a/G_a	2,60	E_a/G_a	2,60	[rapporto tra moduli elastici]
$d_x = d_y$	34 mm	$d_x = d_y$	24,1 mm	[distanza baricentro-spigolo]
A	5500 mm ²	A	1050 mm ²	[area profilo]
i	3450 mm	i	3450 mm	[interasse travi]
a	5000 mm	a	5000 mm	[lunghezza long controvento]
α	0,604 rad	α	0,604 rad	[angolo tra i diagonali]
$S_{\text{eq,inf}}$	1,100 mm	$S_{\text{eq,sup}}$	0,210 mm	[spessore equivalente]
$J_{T,\text{finale,trave}}$	867 335,2 cm ⁴	$J_{T,\text{finale,cassone}}$	1 734 670,3 cm ⁴	

Resistenza elastica disponibile:

M_{el}^*	37488 KNm	t.u. [%]	36 ok
------------	-----------	----------	-------

b.2) Analisi elastica in FASE 2 (il getto in cls è maturato e collabora alla resistenza finale)

Caratteristiche soletta in calcestruzzo:

b_{eff}	h_c	h_p	h_{cls}	$A_{\text{cls,coll}}$	$y_{G,c}$	$J_{\text{cls,coll,1}}$	$J_{\text{cls,coll,2}}$
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
300,0	18,0	7,0	25,0	5 400,0	286,0	145 800,0	40 500 000,0

Rigidità torsionale della sola soletta:

a/b	16,67
β	3,12
J_{it}	35 678,3 cm ⁴
J_{st}	96 331,5 cm ⁴

Caratteristiche della sezione composta per carichi di lunga durata:

n_{it}	A_{tot}	$y_{G,\text{comp}}$	J_1	J_2	S^*	$J_{t,\text{trave}}$	$J_{t,\text{cassone}}$
	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
15,73	1 290,1	165,9	19 676 513,1	3 189 285,5	41 244,1	4 592 720,7	9 185 441,5

Caratteristiche della sezione composta per carichi di breve durata:

n_{st}	A_{tot}	$y_{G,\text{comp}}$	J_1	J_2	S^*	J_t	$J_{t,\text{cassone}}$
	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
5,83	1 873,8	203,3	25 491 475,8	7 566 781,3	76 672,0	4 805 516,8	9 611 033,6

Concio C3 ($b_{\text{eff}} = 3 \text{ m}$):**b.1) Analisi in FASE 1** (il getto in cls non è ancora collaborante)

Riassunto dati geometrici dei piatti:

h_{tot} [cm]	piatti componenti		A_{piatto} [cm ²]	y [cm]	$J_{t,s}$ [cm ⁴]	$J_{t,w}$ [cm ⁴]	J_t [cm ⁴]
270,0	120,0	3,5	420,0	1,8	428,8	504000	1715,0
	263,0	1,2	315,6	135,0	1819144,7	38	151,5
	90,0	3,5	315,0	268,3	321,6	212625	1286,3

Riassunto dati geometrici intero profilo:

$Y_{G,s}$ [cm]	A_s [cm ²]	$A_{v,1}$ [cm ²]	$A_{v,2}$ [cm ²]	$J_{t,s}$ [cm ⁴]	$J_{t,w}$ [cm ⁴]	J_T [cm ⁴]	$W_{el,s}^+$ [cm ³]	$W_{el,s}^-$ [cm ³]
121,7	1 050,6	315,6	735,0	14 683 906,5	716 662,9	3 152,7	120 673,8	99 003,3

Contributo alla rigidità torsionale offerto dai controventi inferiori e superiori:

L_{inf}	120x120x12	L_{sup}	90x90x6	
E_s/G_s	2,60	E_s/G_s	2,60	[profilo da sagomario]
$d_x = d_y$	34 mm	$d_x = d_y$	24,1 mm	[rapporto tra moduli elastici]
A	5500 mm ²	A	1050 mm ²	[distanza baricentro-spigolo]
i	3450 mm	i	3450 mm	[area profilo]
a	5000 mm	a	5000 mm	[interasse travi]
α	0,604 rad	α	0,604 rad	[lunghezza long controvento]
$S_{\text{eq,inf}}$	1,100 mm	$S_{\text{eq,sup}}$	0,210 mm	[angolo tra i diagonal]
$J_{T,\text{finale,trave}}$	867 335,2 cm ⁴	$J_{T,\text{finale,cassone}}$	1 734 670,3 cm ⁴	[spessore equivalente]

Resistenza elastica disponibile:

M_{el}^*	42839 KNm	t.u. [%]	32 ok
------------	------------------	----------	--------------

b.2) Analisi elastica in FASE 2 (il getto in cls è maturato e collabora alla resistenza finale)

Caratteristiche soletta in calcestruzzo:

b_{eff} [cm]	h_c [cm]	h_p [cm]	h_{cls} [cm]	$A_{\text{cls, coll}}$ [cm ²]	$Y_{G,c}$ [cm]	$J_{\text{cls, coll, 1}}$ [cm ⁴]	$J_{\text{cls, coll, 2}}$ [cm ⁴]
300,0	18,0	7,0	25,0	5 400,0	286,0	145 800,0	40 500 000,0

Rigidità torsionale della sola soletta:

a/b	16,67
β	3,12
J_{it}	35 678,3 cm ⁴
J_{st}	96 331,5 cm ⁴

Caratteristiche della sezione composta per carichi di lunga durata:

n_{it}	A_{tot} [cm ²]	$Y_{G,\text{comp}}$ [cm]	J_1 [cm ⁴]	J_2 [cm ⁴]	S^* [cm ³]	$J_{\text{t, trave}}$ [cm ⁴]	$J_{\text{t, cassone}}$ [cm ⁴]
15,73	1 393,9	162,2	21 679 973,2	3 291 660,4	42 520,1	4 592 720,7	9 185 441,5

Caratteristiche della sezione composta per carichi di breve durata:

n_{st}	A_{tot} [cm ²]	$Y_{G,\text{comp}}$ [cm]	J_1 [cm ⁴]	J_2 [cm ⁴]	S^* [cm ³]	J_t [cm ⁴]	$J_{\text{t, cassone}}$ [cm ⁴]
5,83	1 977,6	198,7	28 005 685,7	7 669 156,2	80 921,1	4 805 516,8	9 611 033,6

La stima della larghezza efficace di soletta utile per la determinazione delle rigidità da utilizzare nell'analisi strutturale (diversa da quella impiegata nelle verifiche sezionali, conformemente a quanto stabilito dalla Normativa) è stata condotta secondo la procedura del DM08 (cui si rimanda per ulteriori dettagli).

5.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Il calcolo delle sollecitazioni agenti nella struttura dell'impalcato è stato effettuato in riferimento ad una **modellazione tridimensionale agli elementi finiti** condotta impiegando il software **Straus 7** (release 2.4.6). Le travi principali e i traversi sono stati simulati impiegando elementi finiti di tipo "beam" dotati di 3 gdl traslazionali + 3 gdl rotazionali per ciascun nodo d'estremità. Inoltre è stato fatto ausilio di elementi finiti di tipo "rigid link" per la modellazione dei traversi. Per la soletta sono stati implementati elementi "plate" ortotropi, tali per cui la medesima non interferisca con la rigidità flessionale delle travi principali; essa funge da elemento ripartitore del carico in direzione trasversale.

Le travi principali sono state modellate tramite due cassoni ciascuno dei quali possiede le caratteristiche inerziali date dalla composizione delle due travi metalliche, la soletta e i controventi (questi ultimi per quanto riguarda la rigidità torsionale).

I "restraints" applicati in corrispondenza dei vincoli hanno la finalità di simulare l'effetto statico corrispondente alla tipologia specifica degli apparecchi d'appoggio disposti su ogni trave, secondo quanto riportato nell'elaborato grafico di riferimento. Le figure di seguito proposte aiutano a contestualizzare le informazioni appena presentate.

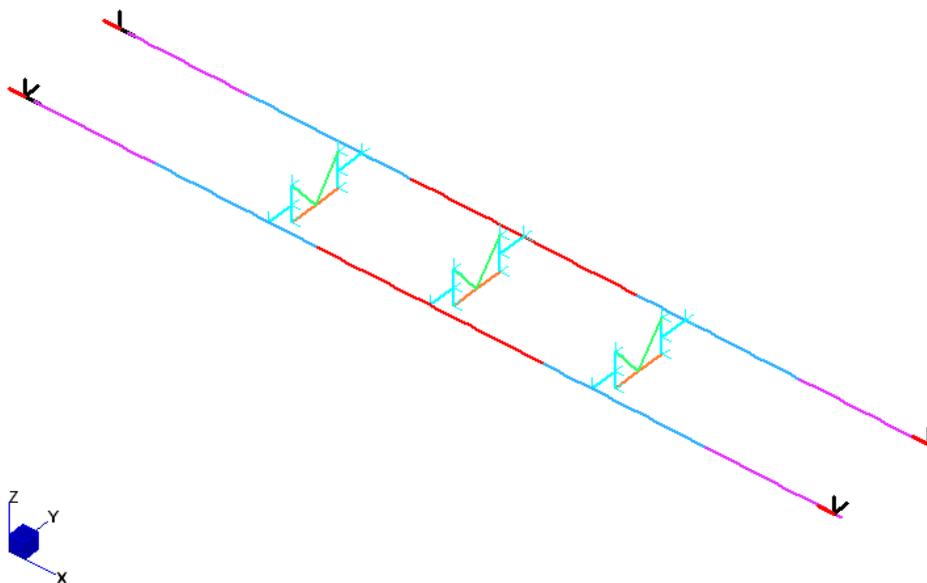


Figura 15 Componenti metalliche dell'impalcato in linea d'asse

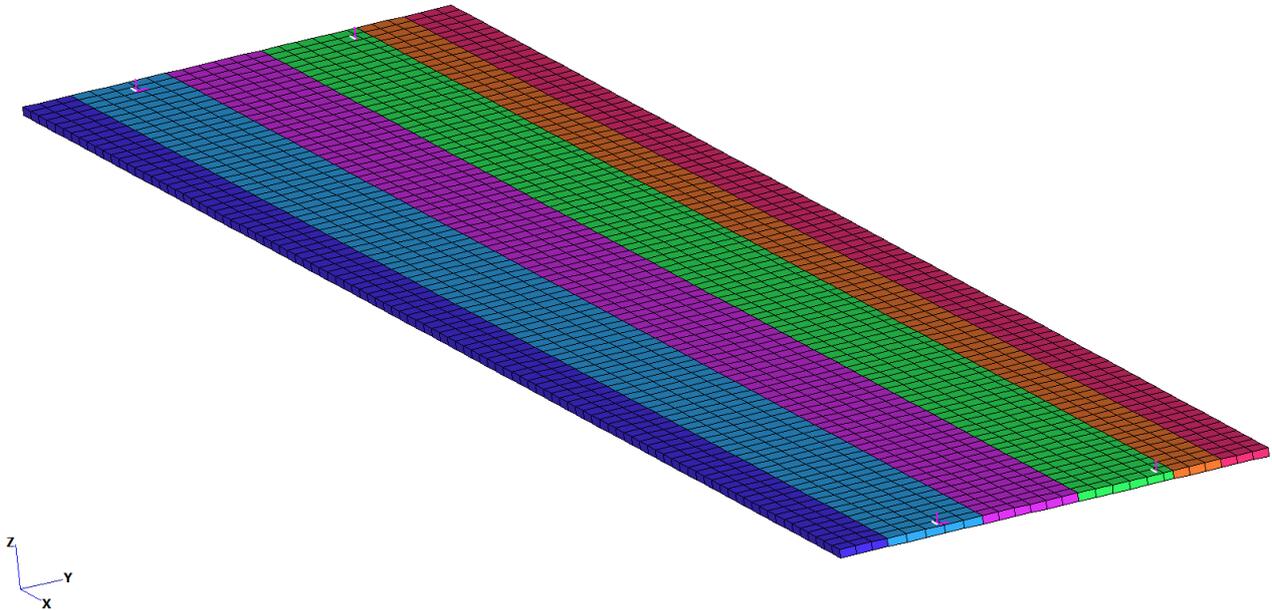


Figura 16 Renderizzazione solida della soletta

L'approccio semplificato adottato consente di riprodurre in maniera attendibile il comportamento del sistema. In particolare valgono le seguenti considerazioni:

- *La soletta manifesta esclusivamente un comportamento di ripartizione unidirezionale verso le travi e non influenza la rigidezza flessionale delle travi principali. Il modulo elastico assegnato a questi elementi, a seconda del caso, è quello a breve termine (E_{cm}) oppure quello a lungo termine (E_{cm} / ϕ).*
- *I due cassoni ricevono i carichi dagli elementi di soletta appena descritti e possiedono le caratteristiche inerziali sintetizzate al Paragrafo precedente (assegnate manualmente a seconda della durata dei carichi considerati).*

5.3 APPLICAZIONE DEI CARICHI

I carichi verticali e orizzontali agenti sul sistema sono stati applicati al modello in maniera tale da riprodurre quanto più fedelmente possibile gli effetti statici equivalenti. L'entità delle forze analizzate e la loro descrizione dettagliata è già stata trattata al **Capitolo 4** della presente relazione (cui si rimanda pertanto per ulteriori informazioni).

Le seguenti Figure illustrano invece alcuni casi particolarmente significativi:

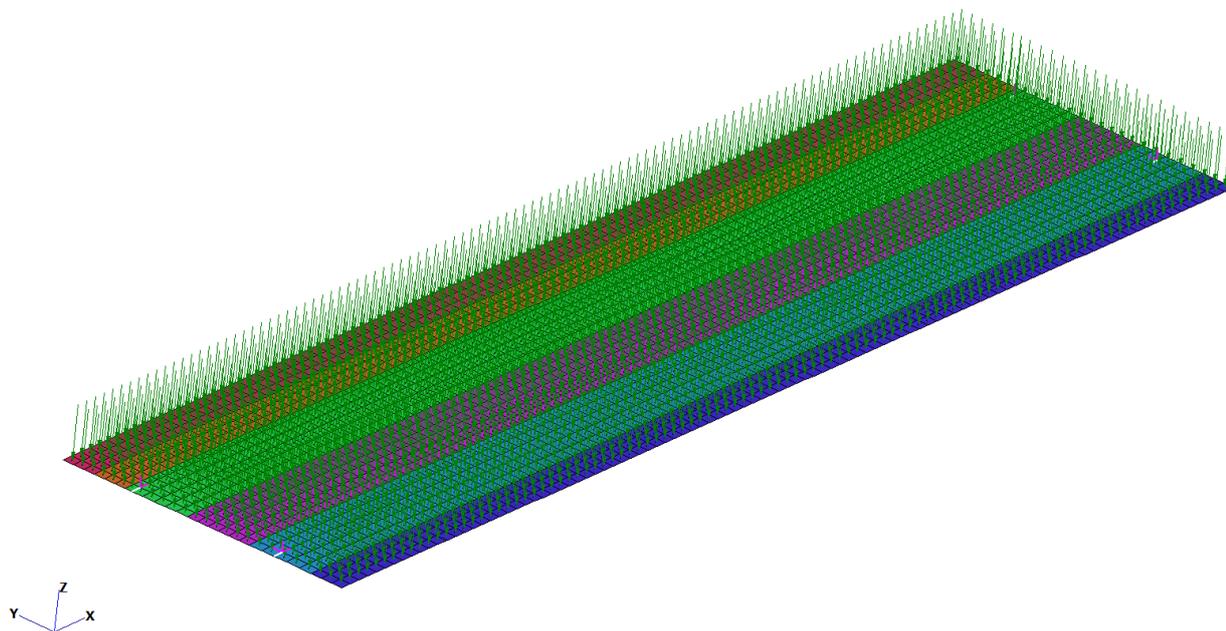


Figura 17 Applicazione dei carichi di FASE I (**peso carpenteria**)

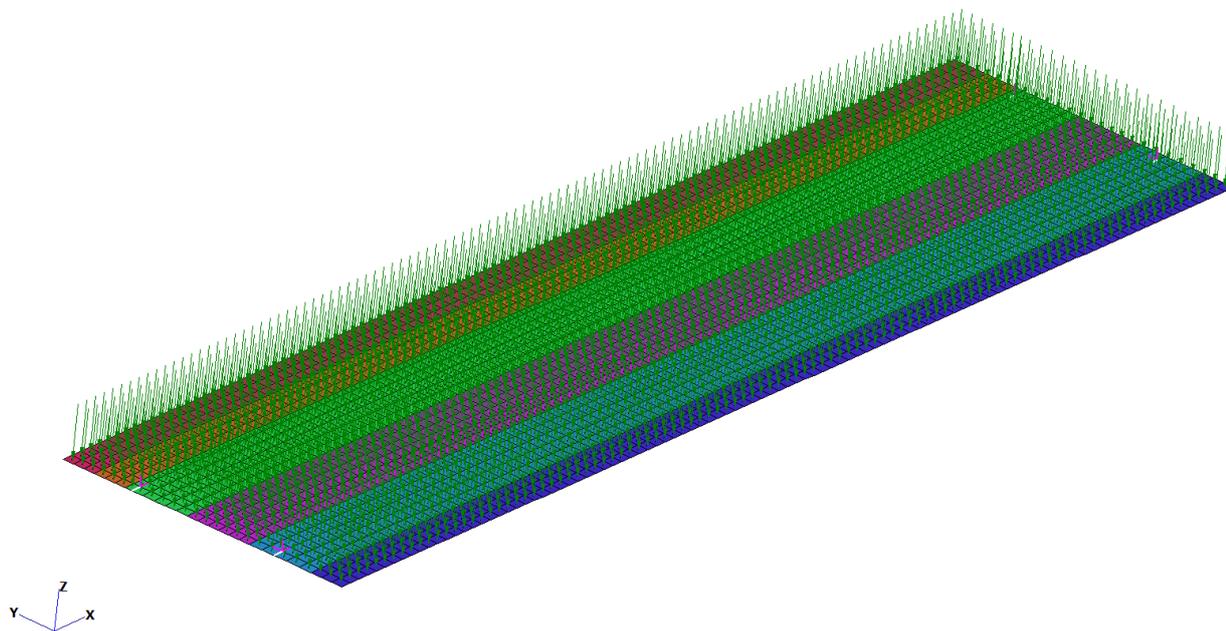


Figura 18 Applicazione dei carichi di FASE I (**getto soletta**)

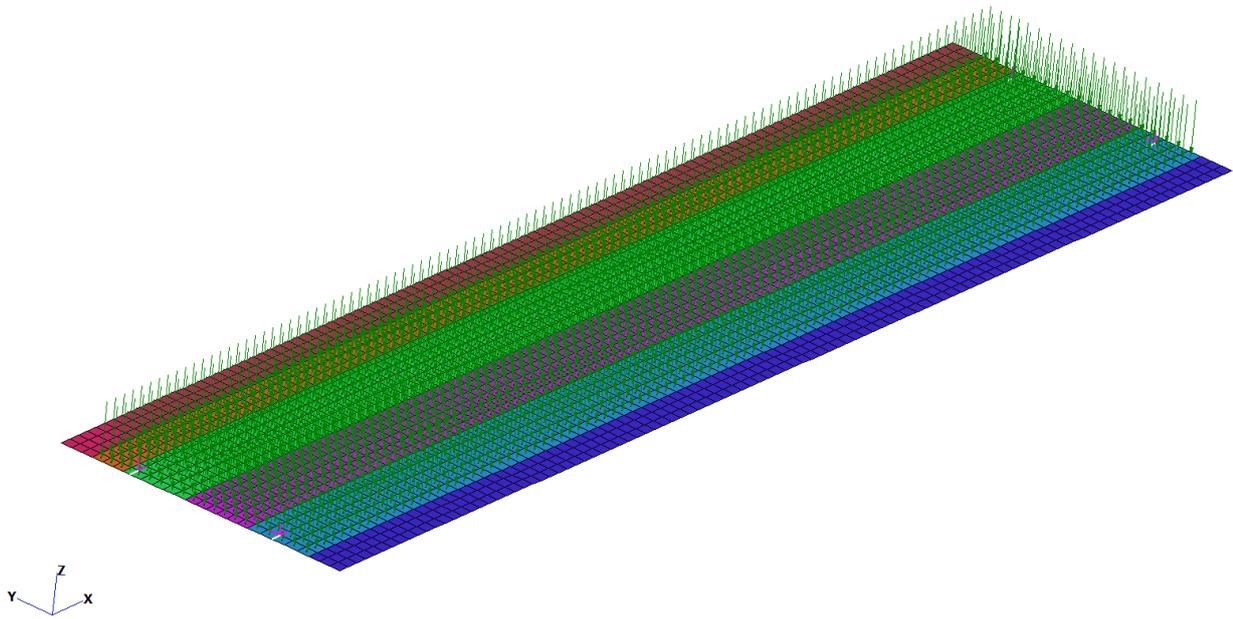


Figura 19 Applicazione dei carichi di FASE II (**pavimentazione stradale**)

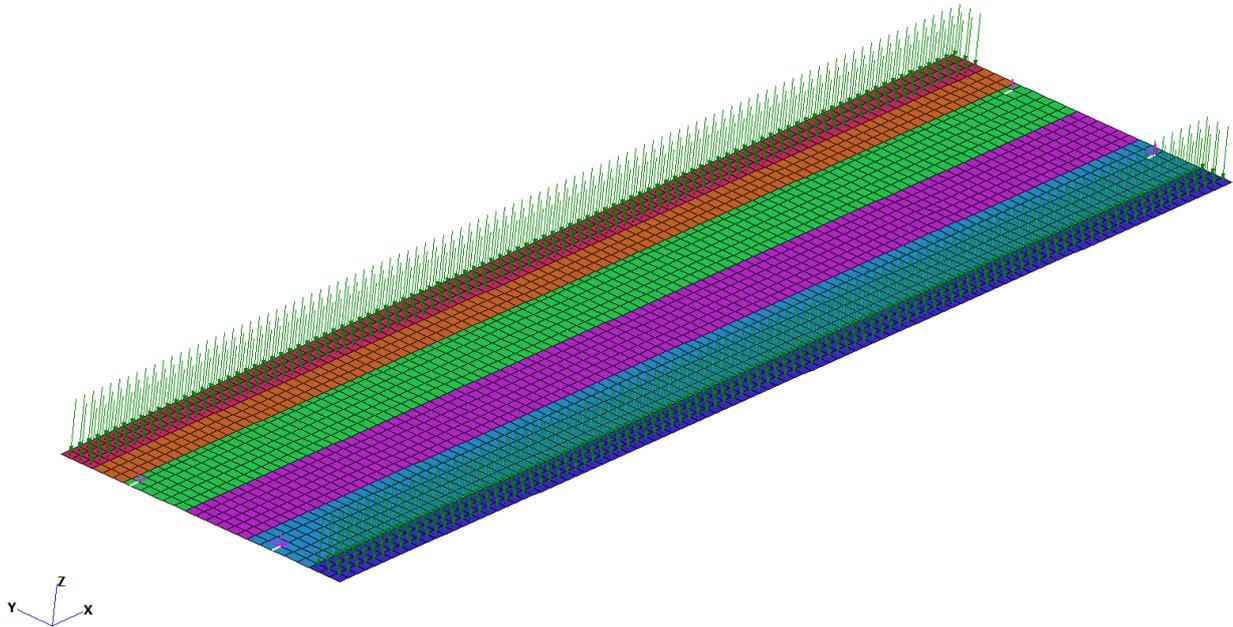


Figura 20 Applicazione dei carichi di FASE II (**cordoli e sottoservizi**)

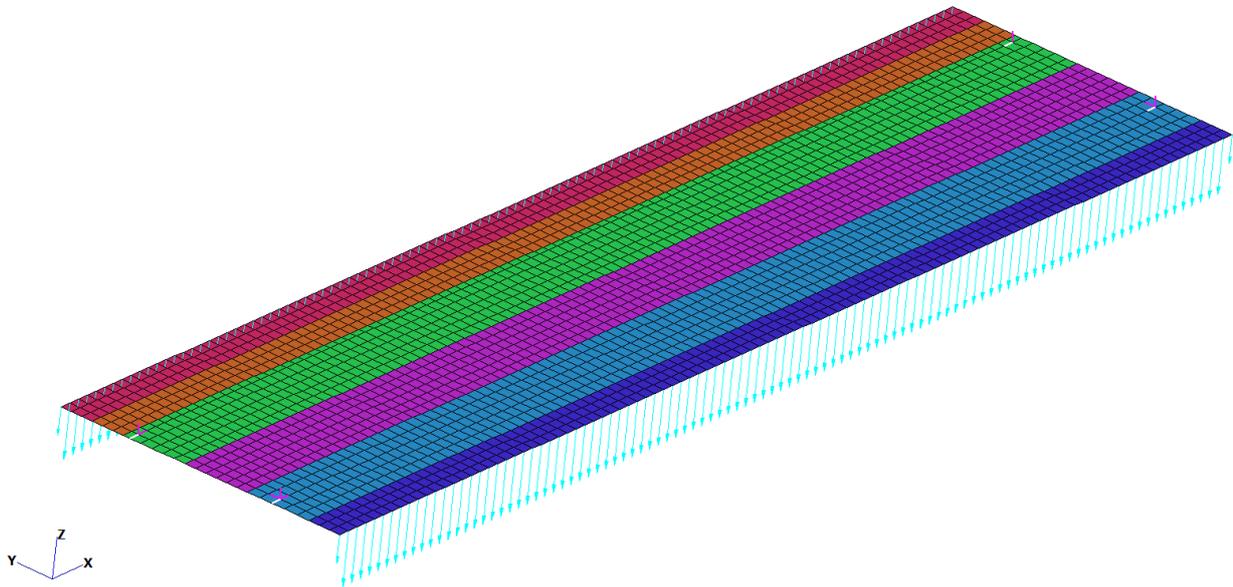


Figura 21 Applicazione dei carichi di FASE II (**velette e barriere**)

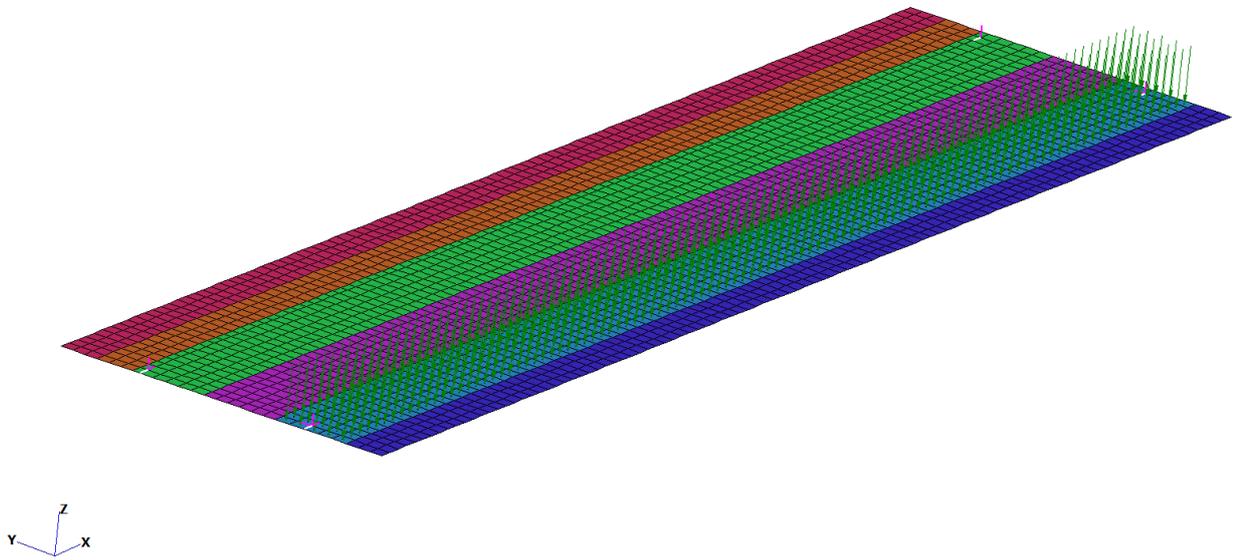


Figura 22 Applicazione dei carichi di FASE III (**traffico distribuito corsia 1**)

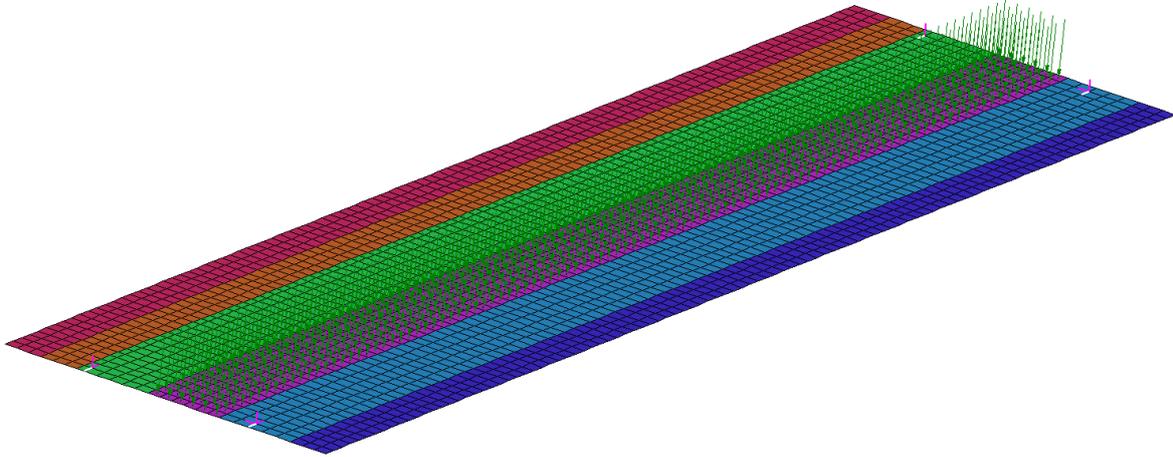


Figura 23 Applicazione dei carichi di FASE III (**traffico distribuito corsia 2**)

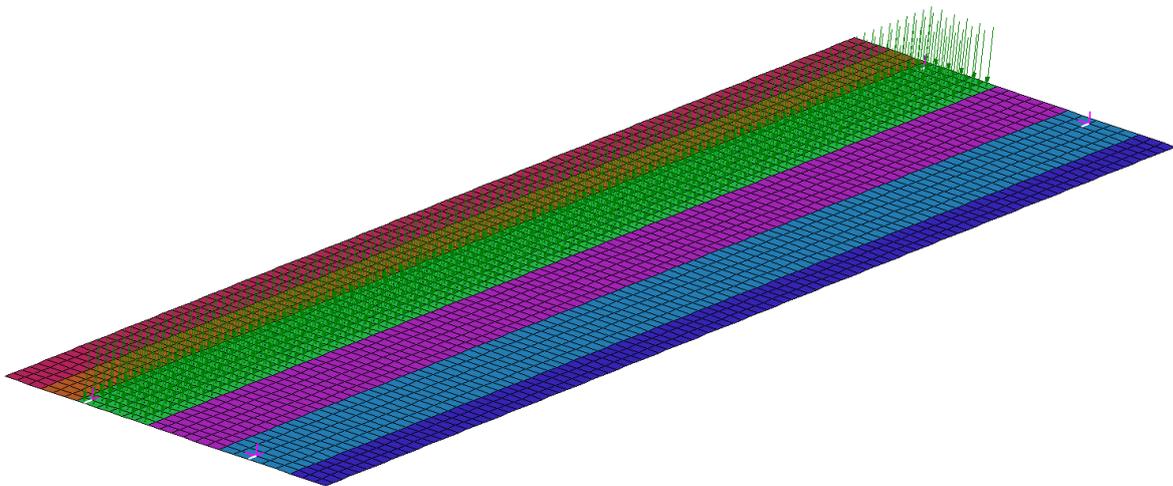


Figura 24 Applicazione dei carichi di FASE III (**traffico distribuito corsia 3**)

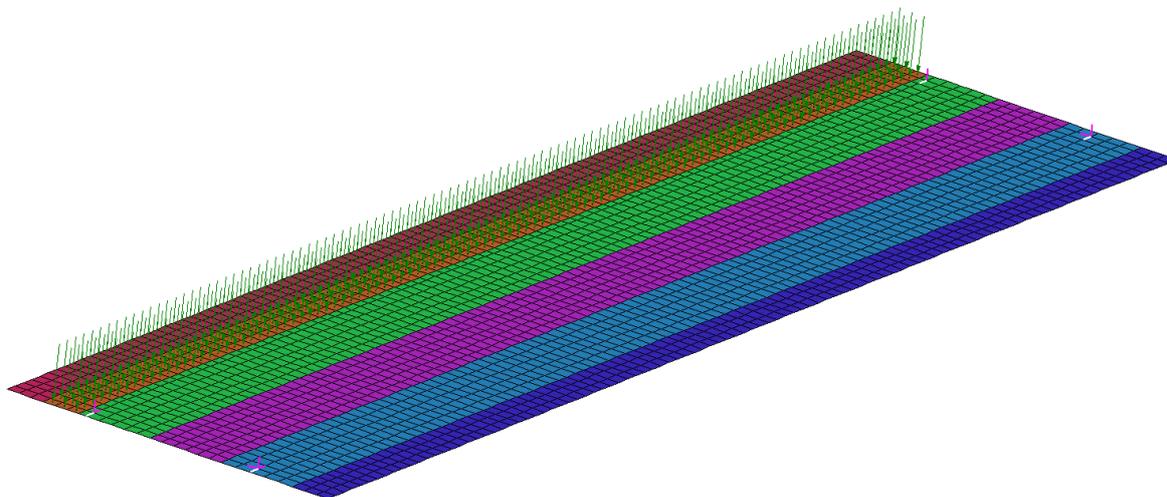


Figura 25 Applicazione dei carichi di FASE III (traffico distribuito zona rimanente)

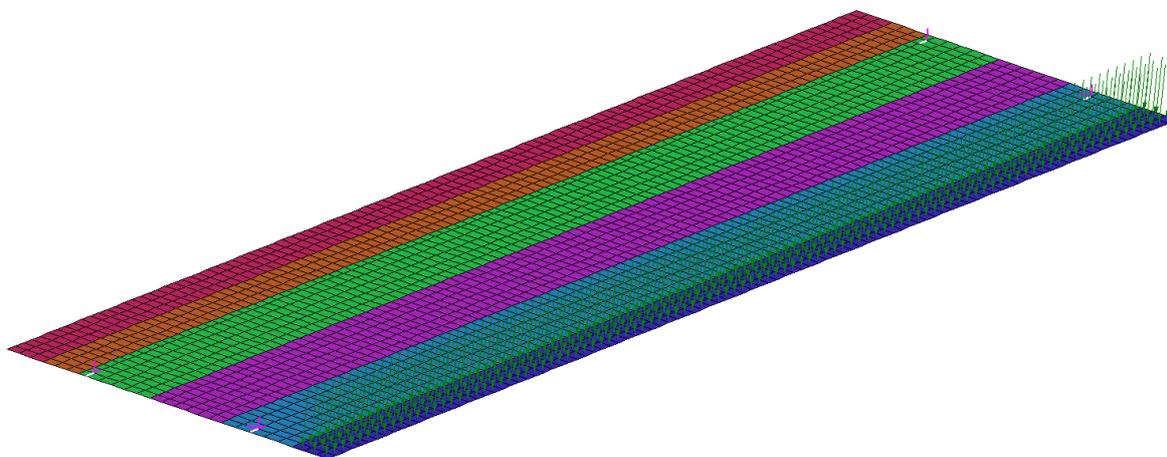


Figura 26 Applicazione dei carichi di FASE III (Folla marciapiede 01)

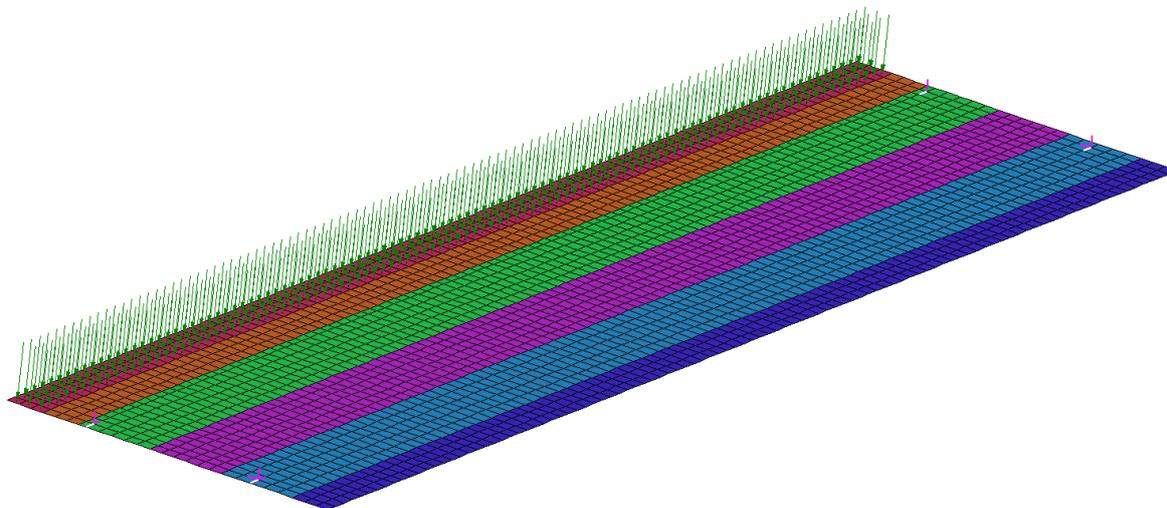


Figura 27 Applicazione dei carichi di FASE III (Folla marciapiede 02)

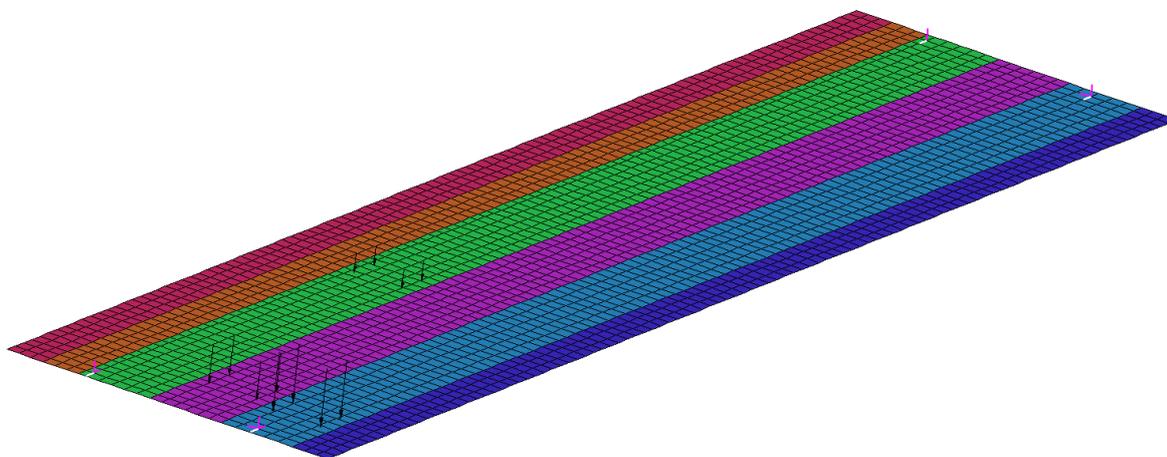


Figura 28 Applicazione dei carichi di FASE III (Assi tandem configurazione 01)

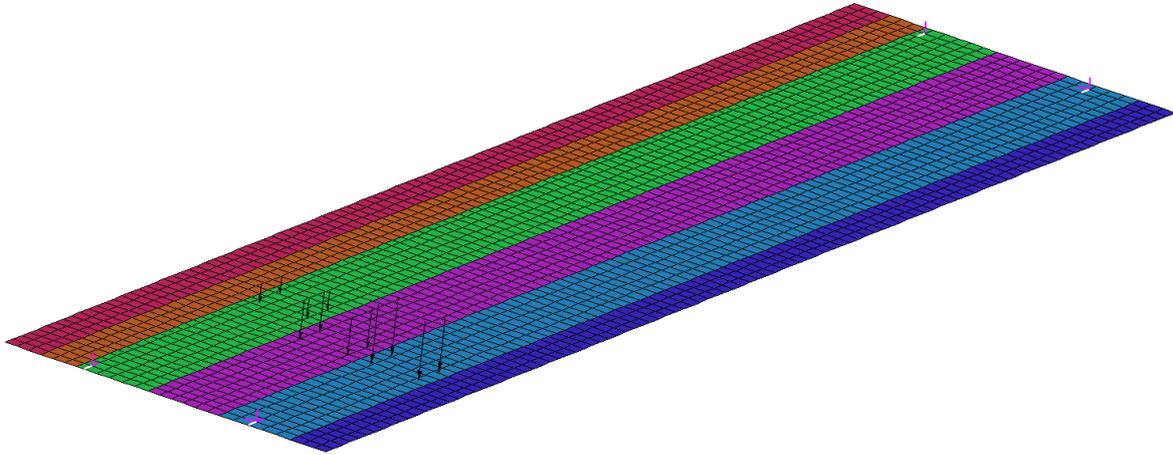


Figura 29 Applicazione dei carichi di FASE III (Assi tandem configurazione 02)

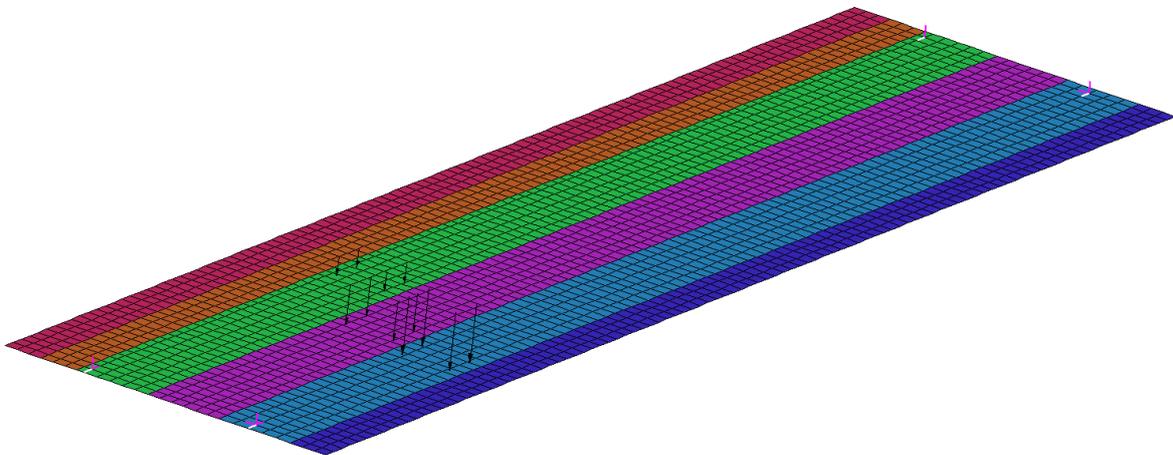


Figura 30 Applicazione dei carichi di FASE III (Assi tandem configurazione 03)

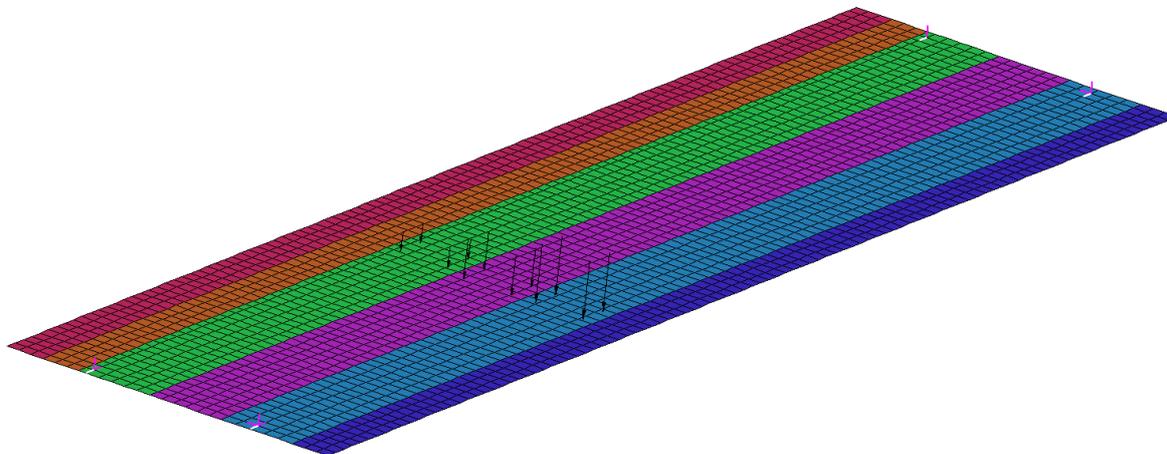


Figura 31 Applicazione dei carichi di FASE III (Assi tandem configurazione 04)

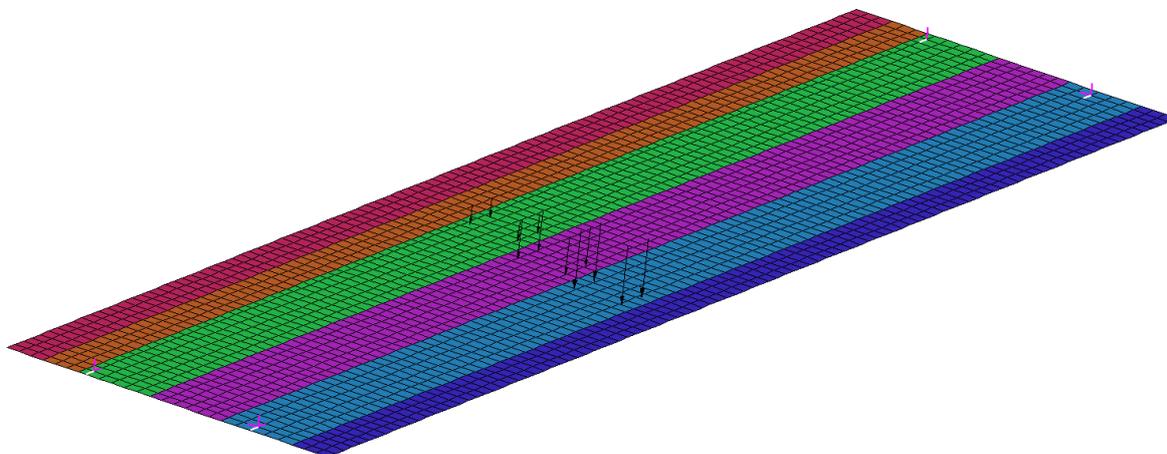


Figura 32 Applicazione dei carichi di FASE III (Assi tandem configurazione 05)

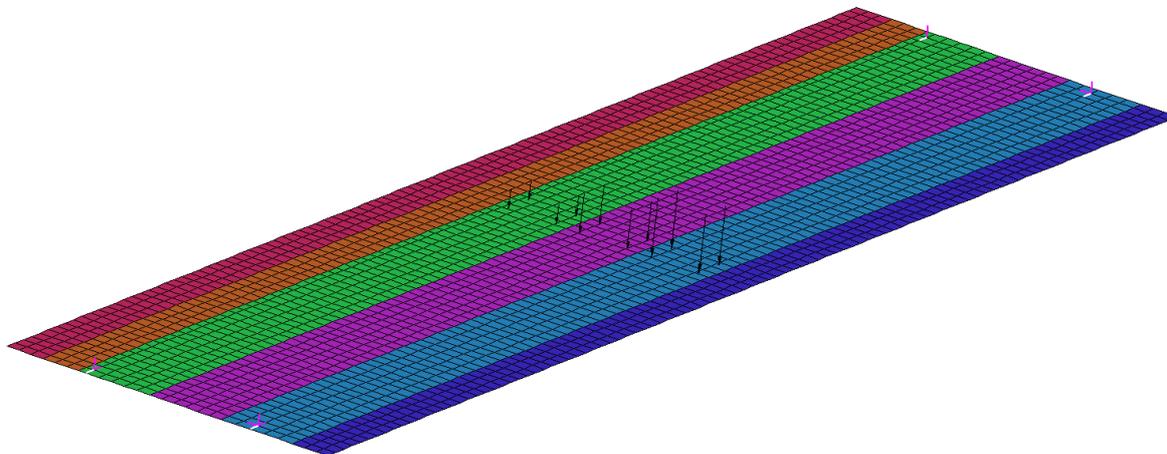


Figura 33 Applicazione dei carichi di FASE III (**Assi tandem configurazione 06**)

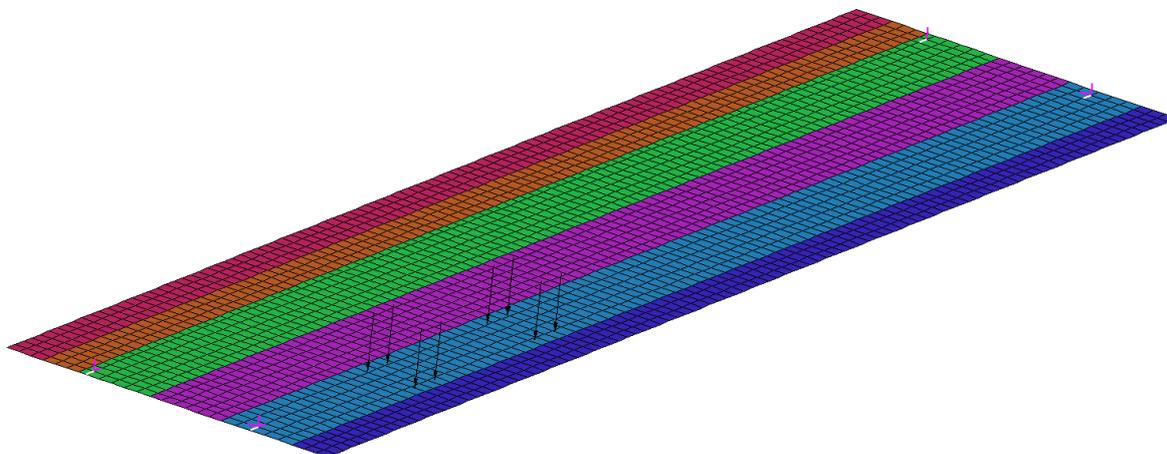


Figura 34 Applicazione dei carichi di FASE III (**Modello di carico a fatica 3, configurazione 01**)

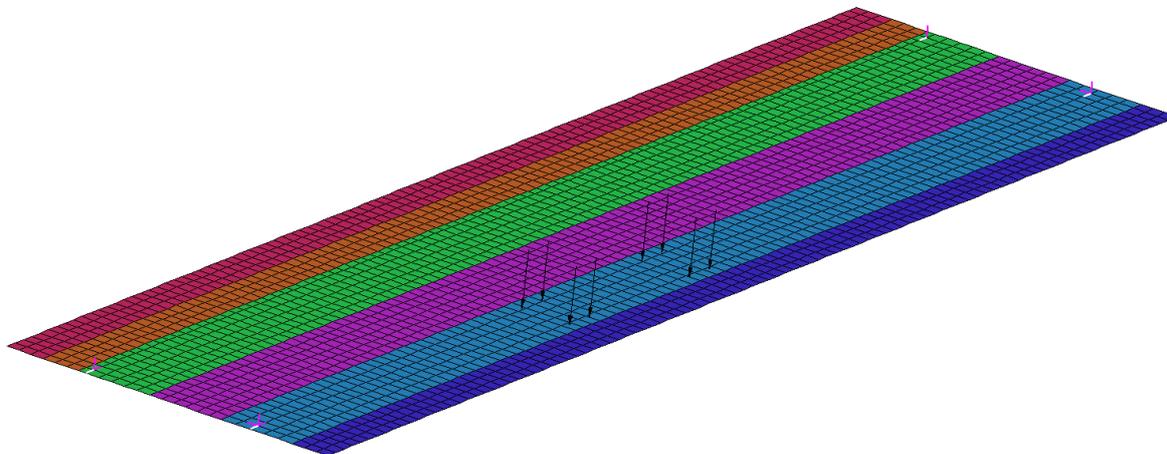


Figura 35 Applicazione dei carichi di FASE III (**Modello di carico a fatica 3, configurazione 02**)

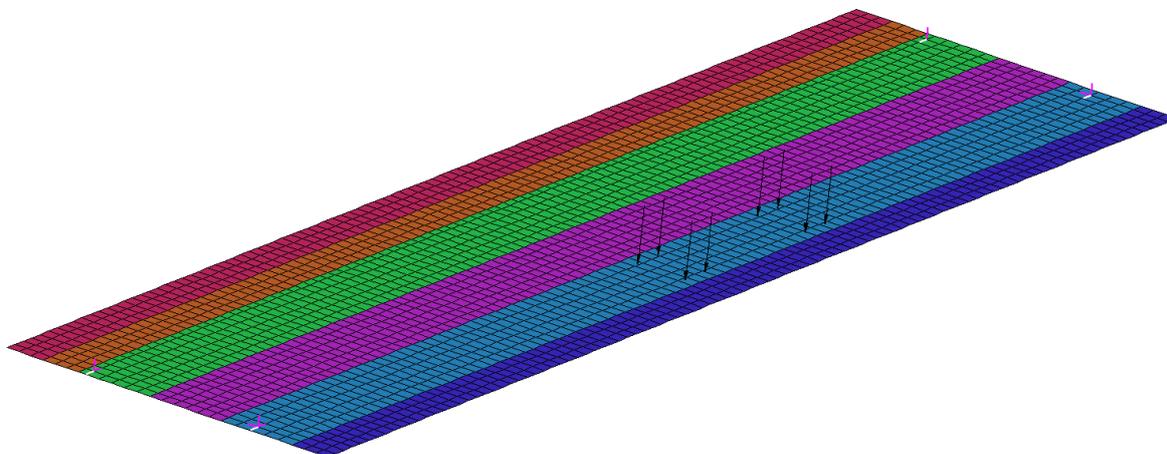


Figura 36 Applicazione dei carichi di FASE III (**Modello di carico a fatica 3, configurazione 03**)

Per ragioni di brevità si è deciso di riportare solo alcune delle configurazioni di carico considerate ai fini della massimizzazione delle caratteristiche di sollecitazione dovute agli accidentali. Si ritiene tuttavia che i casi proposti siano efficaci al fine di illustrare in maniera completa l'approccio implementato.

5.4 PRINCIPALI SOLLECITAZIONI

Di seguito si riportano alcuni diagrammi riepilogativi relativi alle sollecitazioni generate dai carichi appena descritti sui cassoni dell'impalcato (le caratteristiche di sollecitazione non quelle di taglio e momento flettente). Per ragioni di brevità sono state prese in considerazione solo le configurazioni ritenute maggiormente significative ai fini della comprensione del comportamento del modello numerico.

5.4.1 Momento Flettente impalcato SLU: Fasi 1,2,3

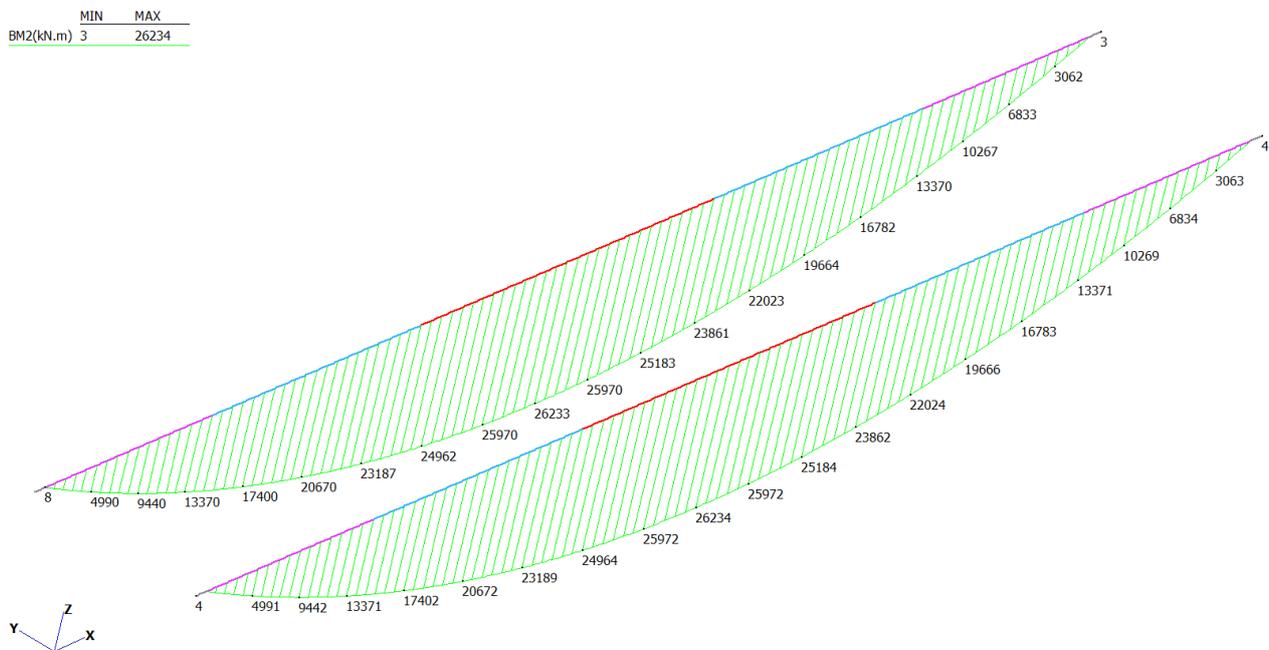


Figura 37 Fase 1: momento flettente impalcato

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	2	13373

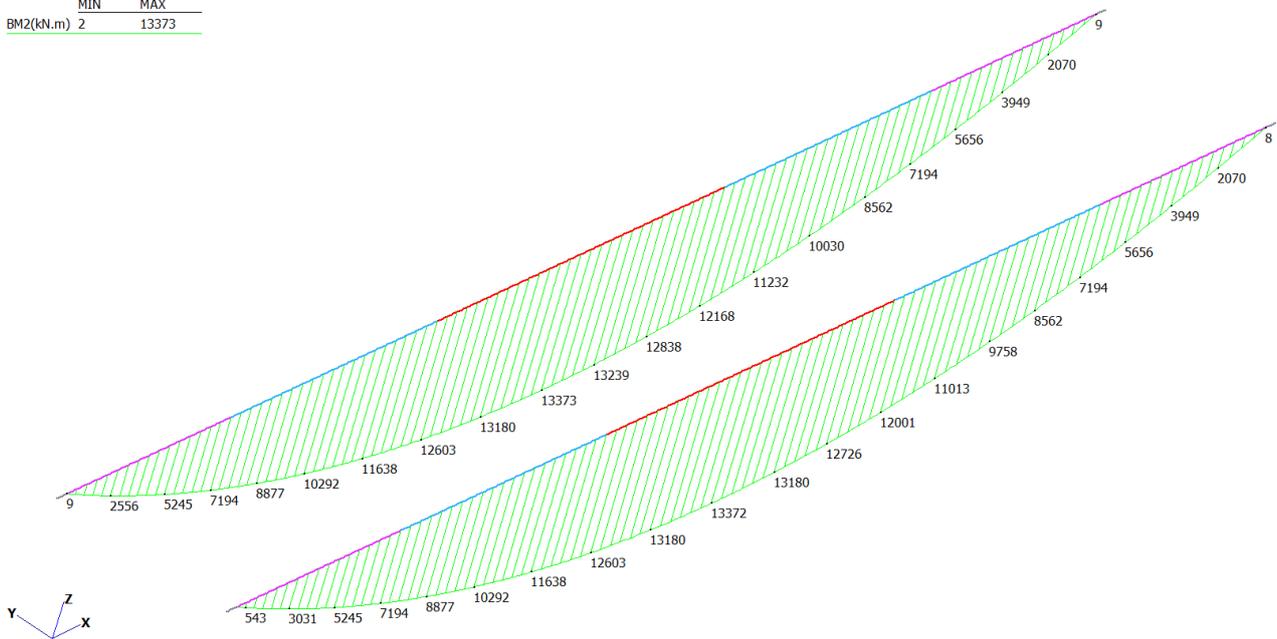


Figura 38 Fase 2: momento flettente impalcato

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-4	27332

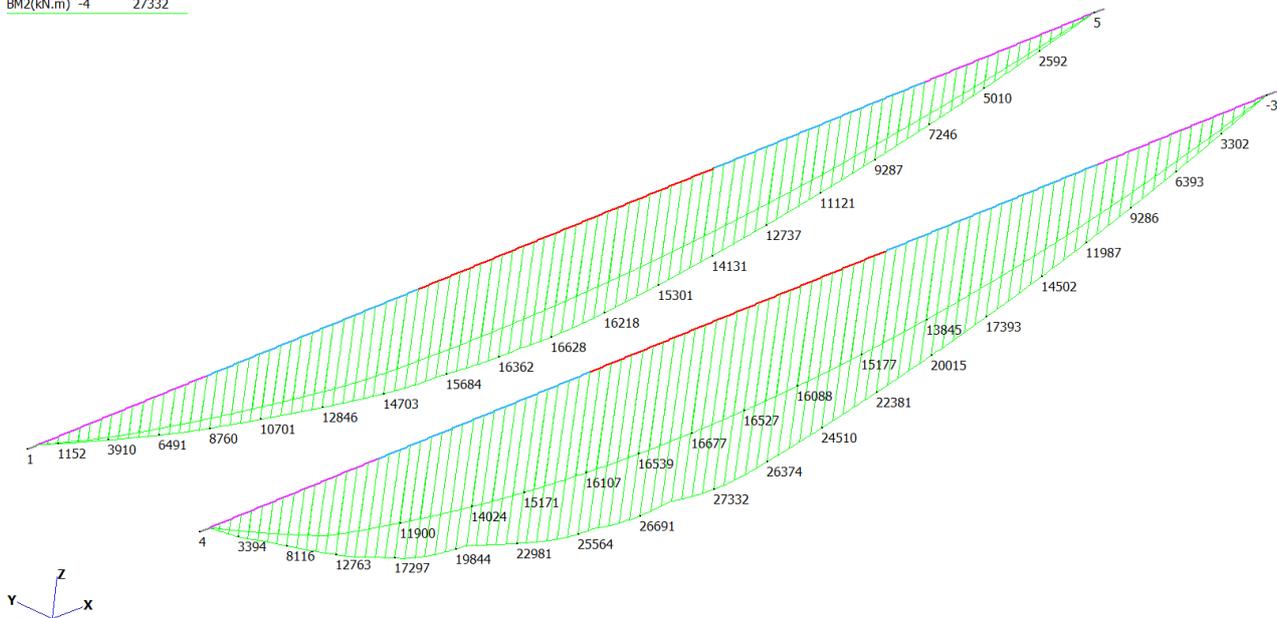


Figura 39 Fase 3: momento flettente impalcato (involuppo)

5.4.2 Taglio impalcato SLU: Fasi 1,2,3

	MIN	MAX
SF2(kN)	-2088	2088

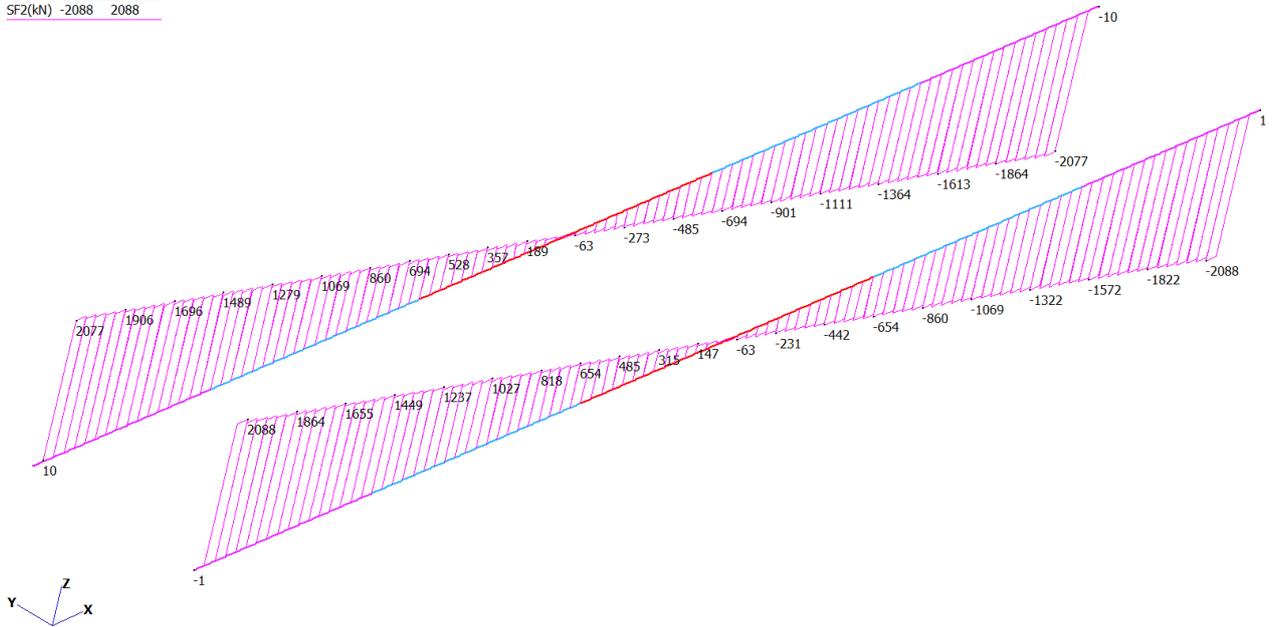


Figura 40 Fase 1: taglio impalcato

	MIN	MAX
SF2(kN)	-1069	1069

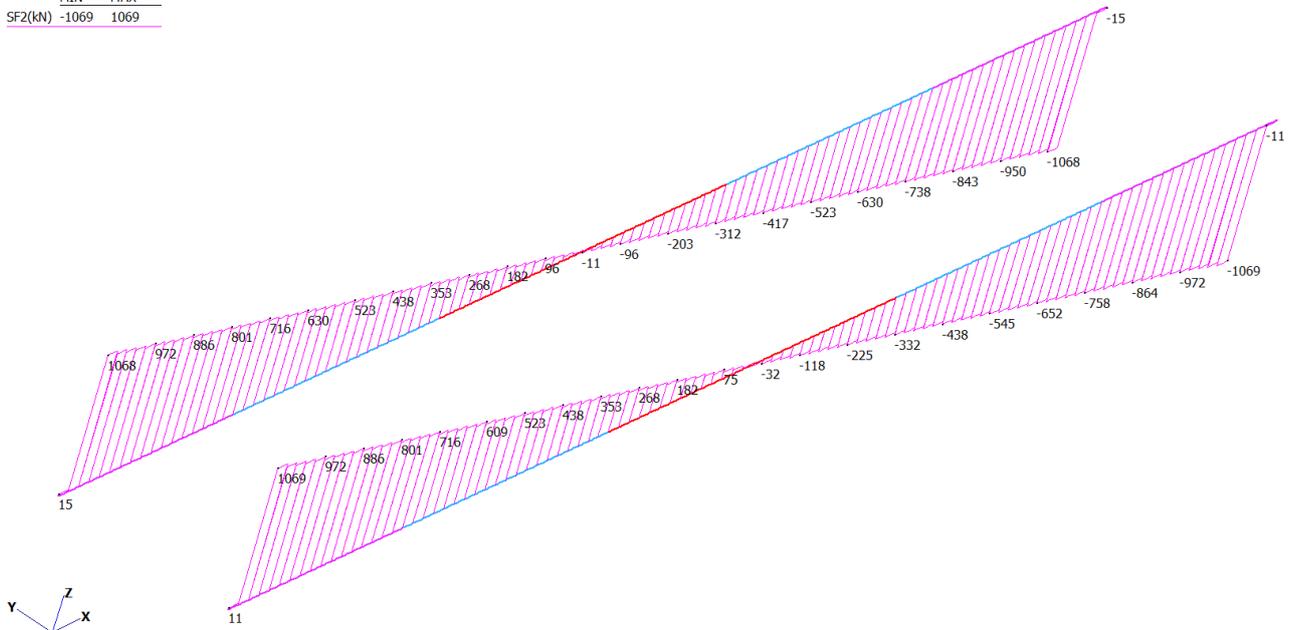


Figura 41 Fase 2: taglio impalcato

	MIN	MAX
SF2(kN)	-1698	2331

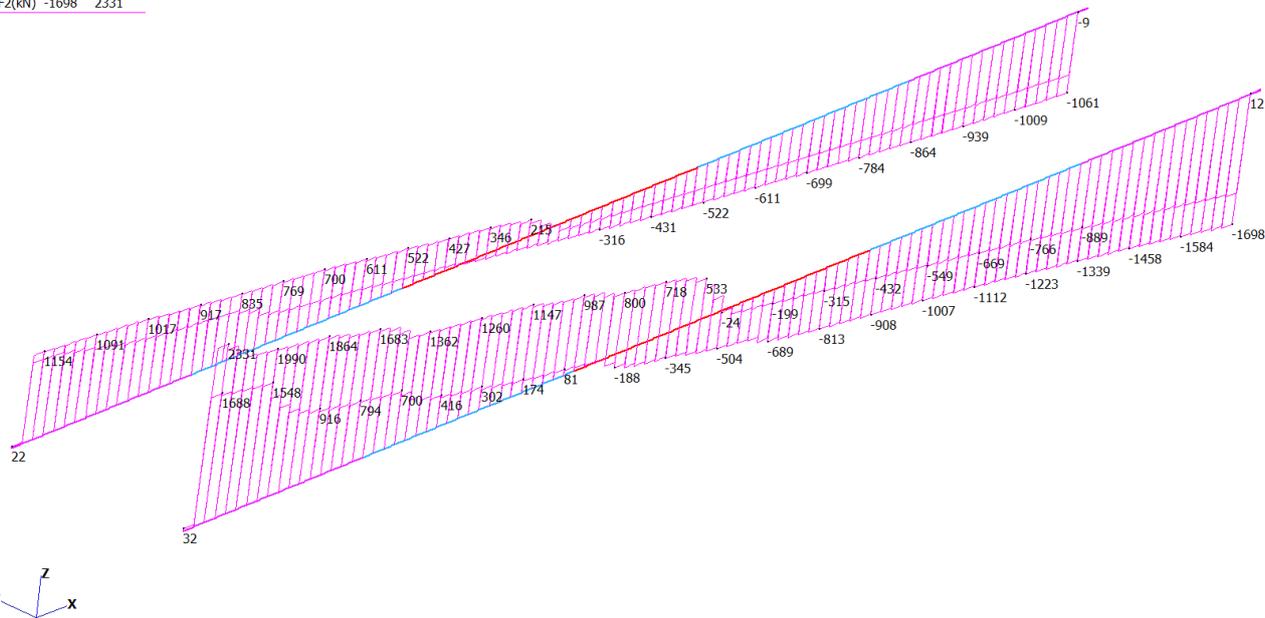


Figura 42 Fase 3: taglio impalcato (involuppo)

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
IG51-04-E-CV-CL-IV14-0X-101-A00 Relazione di calcolo delle strutture - impalcato, spalle, muri		Foglio 47

6 VERIFICA TRAVI PRINCIPALI

Il presente paragrafo è dedicato alla presentazione delle principali verifiche strutturali relative alle travate principali del cavalcavia. Al fine di garantire la massima chiarezza possibile, le informazioni verranno presentate mostrando l'estratto del foglio di calcolo impiegato per l'esecuzione delle verifiche strutturali richieste dalla normativa di riferimento.

Verranno d'apprima riportate le verifiche a flessione, seguendo la seguente struttura:

- A. Dati Iniziali:** *riepilogo delle proprietà meccaniche dei materiali impiegati, delle caratteristiche geometriche della sezione e delle sollecitazioni utilizzate per l'esecuzione delle verifiche;*
- B. Calcolo della Sezione:** *determinazione delle proprietà inerziali della sezione nelle fasi I, II e III, valutazione delle aliquote tensionali corrispondenti e assemblaggio delle stesse mediante la classica formulazione proposta da Von Mises per la valutazione delle tensioni ideali;*
- C. Verifiche in Esercizio:** *controllo del livello tensionale che interessa il calcestruzzo della soletta della trave composta (per le verifiche a fessurazione si rimanda invece a quanto proposto nel prossimo capitolo);*

Ed infine la verifica a imbozzamento: condotta in conformità a quanto proposto nelle CNR 10011. Nel caso specifico i campi d'anima sono stati suddivisi mediante l'opportuna installazione di irrigidenti trasversali. La geometria di riferimento di tali elementi è stata controllata in adottando le prescrizioni delle CNR 10030.

Alle pagine seguenti seguono i risultati definiti per tutte le 6 sezioni di verifica esaminate al fine di assicurare il corretto funzionamento dell'impalcato metallico per tutte le possibili configurazioni dei carichi accidentali.

6.1 VERIFICHE A FLESSIONE

6.1.1 Sezione C3-M

A. DATI INIZIALI

a.1) Caratteristiche dei materiali impiegati

Acciaio S	355	N/mm ²
	γ_s	1.05
	f_{yd} (t < 16 mm)	339 N/mm ²
	Norma Ref	NTC 2008
	E_s	210,000 N/mm ²
Clc R_{ck}	G_s	80,769 N/mm ²
	α_s	0.00001
	40	N/mm ²
	f_{ck}	34 N/mm ²
	γ_c	1.50
	f_{ctd}	19.27 N/mm ²
	Norma Ref	NTC 2008
	E_c	36,050 N/mm ²
	G_c	15,021 N/mm ²
	ϵ_{sr}	228.0 E-06
	ϕ_{cr}	1.70
	n_{bt}	5.8
	n_{lt}	15.7
	α_c	0.00001 /°C

a.2) Caratteristiche geometriche della sezione

Soletta	b_{eff}	3,000	mm
	h_c	180	mm
	h_p	70	mm
Ala inf	b_i	1,200	mm
	t_i	35	mm
Ala sup	b_s	900	mm
	t_s	35	mm
Anima	h_w	2,630	mm
	t_w	12	mm

a.3) Pesì dei materiali utilizzati

Acciaio	ρ_s	2500	kg/mc
Clc	ρ_c	7850	kg/mc

a.4) Sollecitazioni analisi elastica (coefficientate)

Fase 1	M_1	13,117.0	KNm
	N_1	0.0	KN
	V_1	0.0	KN
Fase 2	$\Delta M_{2,g}$	12,343.4	KNm
	$\Delta M_{2,q}$	14,720.1	KNm
	N_g	4,794.0	KN
	N_q	1,387.0	KN
	$\Delta N_{2,g}$	4,794.0	KN
	$\Delta N_{2,q}$	1,387.0	KN
	$\Delta V_{2,g}$	0.0	KN
	$\Delta V_{2,q}$	0.0	KN
	ΔV_2	0.0	KN

a.5) Sollecitazioni analisi plastica

Coeff	γ_G	1.0	
	γ_Q	1.0	
	fattori di combinazione		
Fase 1	M_{sd}	13117.0	KNm
	N_{sd}	0.0	KN
	V_{sd}	0.0	KN
Fase 2	M_{sd}	40180.5	KNm
	N_{sd}	6181.0	KN
	V_{sd}	0.0	KN

Verifiche tensionali dell'elemento:

	$\sigma_{s,inf}$	$\sigma_{s,inf,lim}$	$\sigma_{s,sup,lim}$	$\sigma_{s,sup}$	$\sigma_{s,inf}$	$\sigma_{s,sup}$	τ_s	
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	
M_1, V_1, N_1	108.70	105.57	-129.36	-132.49			0.00	
$\Delta M_{2,g}$	92.32	90.33	-59.41	-61.40	-3.90	-4.81		calcolato per n_{lt}
$\Delta M_{2,q}$	104.44	102.60	-35.63	-37.47	-6.43	-8.69		calcolato per n_{st}
$N_{2,g}$					8.878	8.878		stato coattivo perm
$N_{2,q}$					2.569	2.569		stato coattivo var
$\Delta N_{2,g}$	-34.39	-34.39	-34.39	-34.39	-2.187	-2.187		
$\Delta N_{2,q}$	-7.01	-7.01	-7.01	-7.01	-1.204	-1.204		
$T + \Delta V_2$							4.46	

Verifica tensioni ideali:

F	1.50
----------	------

	$\sigma_{td,s,inf}$	$\sigma_{td,s,inf,lim}$	$\sigma_{td,s,sup,lim}$	$\sigma_{td,s,sup}$	$\sigma_{td,c,inf}$	$\sigma_{td,c,sup}$	$\sigma_{td,nt}$	
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	
	264.06	257.21	-265.92	-272.77	-2.28	-5.44	-14.320	s.i.e.
	176.04	171.48	-177.28	-181.85	-1.52	-3.63	-9.546	t.a.
f_{yd} & f_{ctd}	338.10	338.10	-338.10	-338.10	-19.27	-19.27		t.u.
tassi lavoro	0.781	0.761	0.787	0.807	0.118	0.282	0.807	

VERIFICHE in ESERCIZIO

Essendo la sezione in esame soggetta a momento positivo si tratterà semplicemente di verificare che le tensioni agenti nel conglomerato siano contenute nei limiti necessari ad evitare fenomeni viscosi troppo accentuati:

$\sigma_{s,max}$	-3.63	N/mm ²
ϕ	0.60	
verificato		

6.1.2 Sezione C3-G2

A. DATI INIZIALI

a.1) Caratteristiche dei materiali impiegati

Acciaio S	355	N/mm ²
	γ_a	1.05
	f_{yd} (t<16 mm)	339
	Norma Ref	EN 10025
	E_s	210,000
	G_s	80,769
	α_a	0.00001

Cls R_{ck}	40	N/mm ²
	f_{ck}	34
	γ_c	1.50
	f_{ctd}	19.27
	Norma Ref	EN 206-1
	E_c	36,050
	G_c	15,021
	ϕ_{sr}	228.0
	ϕ_{tr}	1.70
	ϕ_{st}	5.8
ϕ_{tr}	15.7	
α_c	0.00001	/°C

a.2) Caratteristiche geometriche della sezione

Soletta	b_{eff}	3,000	mm
	h_c	180	mm
	h_p	70	mm
Ala inf	b_i	1,200	mm
	t_i	35	mm
Ala sup	b_s	900	mm
	t_s	35	mm
Anima	h_w	2,630	mm
	t_w	12	mm

a.3) Pesì dei materiali utilizzati

Acciaio	ρ_a	2500	kg/mc
Cls	ρ_c	7850	kg/mc

a.4) Sollecitazioni analisi elastica (coefficientate)

Fase 1	M_1	12,085.5	KNm
	N_1	0.0	KN
	V_1	286.5	KN

Fase 2	$\Delta M_{2,q}$	11,818.4	KNm
	$\Delta M_{2,g}$	13,722.6	KNm
	N_q	4,794.0	KN
	N_g	1,387.0	KN
	$\Delta N_{2,g}$	4,794.0	KN
	$\Delta N_{2,q}$	1,387.0	KN
	$\Delta V_{2,q}$	145.0	KN
	$\Delta V_{2,g}$	479.0	KN
	ΔV_2	624.0	KN

a.5) Sollecitazioni analisi plastica

Coeff	γ_G	1.0
	γ_Q	1.0

fattori di combinazione

Fase 1	M_{sd}	12085.5	KNm
	N_{sd}	0.0	KN
	V_{sd}	286.5	KN

Fase 2	M_{sd}	37626.5	KNm
	N_{sd}	6181.0	KN
	V_{sd}	910.5	KN

Verifiche tensionali dell'elemento:

	$\sigma_{s,inf}$	$\sigma_{s,inf,anima}$	$\sigma_{s,sup,anima}$	$\sigma_{s,sup}$	$\sigma_{c,inf}$	$\sigma_{c,sup}$	τ_x
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
M_1, V_1, N_1	100.15	97.27	-119.19	-122.07			9.08
$\Delta M_{2,q}$	88.40	86.49	-56.88	-58.79	-3.74	-4.60	calcolato per n_s
$\Delta M_{2,g}$	97.36	95.65	-33.22	-34.93	-6.00	-8.10	calcolato per n_{st}
$N_{2,q}$					8.878	8.878	stato coattivo perm
$N_{2,g}$					2.569	2.569	stato coattivo var
$\Delta N_{2,q}$	-34.39	-34.39	-34.39	-34.39	-2.187	-2.187	
$\Delta N_{2,g}$	-7.01	-7.01	-7.01	-7.01	-1.204	-1.204	
$T + \Delta V_2$							26.90

Verifica tensioni ideali: **F 1.50**

	$\sigma_{d,s,inf}$	$\sigma_{d,s,inf,anima}$	$\sigma_{d,s,sup,anima}$	$\sigma_{d,s,sup}$	$\sigma_{d,c,inf}$	$\sigma_{d,c,sup}$	$\sigma_{d,rit}$
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
	244.51	246.03	-258.33	-257.20	-1.68	-4.65	-13.526
	163.00	164.02	-172.22	-171.47	-1.12	-3.10	-9.018
f_{yd} & f_{ctd}	338.10	338.10	-338.10	-338.10	-19.27	-19.27	0.764
tassi lavoro	0.723	0.728	0.764	0.761	0.087	0.241	

C. VERIFICHE in ESERCIZIO

Essendo la sezione in esame soggetta a momento positivo si tratterà semplicemente di verificare che le tensioni agenti nel conglomerato siano contenute nei limiti necessari ad evitare fenomeni viscosi troppo accentuati:

$\sigma_{c,max}$	-3.10	N/mm ²
ϕ	0.60	
verificato		

6.1.3 Sezione C2-G2

A. DATI INIZIALI

a.1) Caratteristiche dei materiali impiegati

Acciaio S	355	N/mm ²
	γ_s	1.05
	f_{yd} (t<16 mm)	339 N/mm ²
	Norma Ref	EN 10025
	E_s	210,000 N/mm ²
	G_s	80,769 N/mm ²
	α_a	0.00001

Clis R _{ck}	40	N/mm ²
	f_{ck}	34 N/mm ²
	γ_c	1.50
	f_{cd}	19.27 N/mm ²
	Norma Ref	EN 206-1
	E_c	36.050 N/mm ²
	G_c	15.021 N/mm ²
	ϵ_{sr}	228.0 E-06
	ϕ_{sr}	1.70
	n_{st}	5.8
	n_{lt}	15.7
	α_{cc}	0.00001 /°C

a.2) Caratteristiche geometriche della sezione

Soletta	b_{eff}	3,000	mm
	h_c	180	mm
	h_p	70	mm

Ala inf	b_l	1,200	mm
	t_l	30	mm

Ala sup	b_s	900	mm
	t_s	30	mm

Anima	h_w	2,640	mm
	t_w	12	mm

a.3) Pesì dei materiali utilizzati

Acciaio	ρ_a	2500	kg/mc
---------	----------	------	-------

Clis	ρ_c	7850	kg/mc
------	----------	------	-------

a.4) Sollecitazioni analisi elastica (coefficientate)

Fase 1	M_1	12,085.5	KNm
	N_1	0.0	KN
	V_1	286.5	KN

Fase 2	$\Delta M_{2,q}$	11,818.4	KNm
	$\Delta M_{2,g}$	13,722.6	KNm
	N_b	4,794.0	KN
	N_s	1,387.0	KN
	$\Delta N_{2,g}$	4,794.0	KN
	$\Delta N_{2,q}$	1,387.0	KN
	$\Delta V_{2,g}$	145.0	KN
	$\Delta V_{2,q}$	479.0	KN
	ΔV_2	624.0	KN

a.5) Sollecitazioni analisi plastica

Coeff	γ_G	1.0
	γ_Q	1.0

fattori di combinazione

Fase 1	M_{sd}	12085.5	KNm
	N_{sd}	0.0	KN
	V_{sd}	286.5	KN

Fase 2	M_{sd}	37626.5	KNm
	N_{sd}	6181.0	KN
	V_{sd}	910.5	KN

Verifiche tensionali dell'elemento:

	$\sigma_{s,inf}$ N/mm ²	$\sigma_{s,inf,anima}$ N/mm ²	$\sigma_{s,sup,anima}$ N/mm ²	$\sigma_{s,sup}$ N/mm ²	$\sigma_{c,inf}$ N/mm ²	$\sigma_{c,sup}$ N/mm ²	τ_x N/mm ²	
M_1, V_1, N_1	114.45	111.64	-135.39	-138.19			9.04	
$\Delta M_{2,g}$	99.63	97.83	-60.74	-62.54	-3.98	-4.93		calcolato per n_{st}
$\Delta M_{2,q}$	109.44	107.82	-34.30	-35.91	-6.16	-8.48		calcolato per n_{st}
$N_{2,g}$					8.878	8.878		stato coattivo perm
$N_{2,q}$					2.569	2.569		stato coattivo var
$\Delta N_{2,g}$	-37.16	-37.16	-37.16	-37.16	-2.363	-2.363		
$\Delta N_{2,q}$	-7.40	-7.40	-7.40	-7.40	-1.271	-1.271		
$T + \Delta V_2$							26.83	

Verifica tensioni ideali: $F = 1.50$

	$\sigma_{s,s,inf}$ N/mm ²	$\sigma_{s,s,inf,anima}$ N/mm ²	$\sigma_{s,s,sup,anima}$ N/mm ²	$\sigma_{s,s,sup}$ N/mm ²	$\sigma_{c,d,inf}$ N/mm ²	$\sigma_{c,d,sup}$ N/mm ²	$\sigma_{c,d,tit}$ N/mm ²	
	278.95	279.71	-281.92	-281.21	-2.33	-5.59	-14.471	s.l.e.
	185.97	186.47	-187.94	-187.47	-1.55	-3.73	-9.647	t.a.
f_{yd} & f_{cd}	338.10	338.10	-338.10	-338.10	-19.27	-19.27		
tassi lavoro	0.825	0.827	0.834	0.832	0.121	0.290	0.834	t.u.

C. VERIFICHE in ESERCIZIO

Essendo la sezione in esame soggetta a momento positivo si tratterà semplicemente di verificare che le tensioni agenti nel conglomerato siano contenute nei limiti necessari ad evitare fenomeni viscosi troppo accentuati:

$\sigma_{s,max}$	-3.73	N/mm ²
ϕ	0.60	
verificato		

6.1.4 Sezione C2-G1

A. DATI INIZIALI

a.1) Caratteristiche dei materiali impiegati

Acciaio S	355	N/mm ²
	γ_s	1.05
	f_{yd} (t<16 mm)	339 N/mm ²
	Norma Ref	EN 10025
	E_s	210,000 N/mm ²
Clis R _{ck}	40	N/mm ²
	f_{ck}	34 N/mm ²
	γ_c	1.50
	f_{cd}	19.27 N/mm ²
	Norma Ref	EN 206-1
E-06	E_c	36,050 N/mm ²
	G_c	15,021 N/mm ²
	ε_{sr}	228.0
	ϕ_{sr}	1.70
	n_{st}	5.8
	n_{lt}	15.7
	α_c	0.00001 /°C

a.2) Caratteristiche geometriche della sezione

Soletta	b_{eff}	3,000	mm
	h_c	180	mm
	h_p	70	mm
Ala inf	b_l	1,200	mm
	t_l	30	mm
Ala sup	b_s	900	mm
	t_s	30	mm
Anima	h_w	2,640	mm
	t_w	12	mm

a.3) Pesì dei materiali utilizzati

Acciaio	ρ_a	2500	kg/mc
Clis	ρ_c	7850	kg/mc

a.4) Sollecitazioni analisi elastica (coefficientate)

Fase 1	M_1	7,048.5	KNm
	N_1	0.0	KN
	V_1	704.0	KN
Fase 2	$\Delta M_{2,q}$	9,253.9	KNm
	$\Delta M_{2,g}$	8,646.6	KNm
	N_2	4,794.0	KN
	$N_{2,q}$	1,387.0	KN
	$\Delta N_{2,g}$	4,794.0	KN
	$\Delta N_{2,q}$	1,387.0	KN
	$\Delta V_{2,q}$	358.0	KN
	$\Delta V_{2,g}$	823.5	KN
ΔV_2	1,181.5	KN	

a.5) Sollecitazioni analisi plastica

Coeff	γ_G	1.0	
	γ_Q	1.0	
fattori di combinazione			
Fase 1	M_{sd}	7048.5	KNm
	N_{sd}	0.0	KN
	V_{sd}	704.0	KN
Fase 2	M_{sd}	24949.0	KNm
	N_{sd}	6181.0	KN
	V_{sd}	1885.5	KN

Verifiche tensionali dell'elemento:

	$\sigma_{c,inf}$ N/mm ²	$\sigma_{c,inf,anima}$ N/mm ²	$\sigma_{c,sup,anima}$ N/mm ²	$\sigma_{c,sup}$ N/mm ²	$\sigma_{c,inf}$ N/mm ²	$\sigma_{c,sup}$ N/mm ²	τ_s N/mm ²
M_1, V_1, N_1	66.75	65.11	-78.96	-80.60			22.22
$\Delta M_{2,q}$	78.01	76.60	-47.56	-48.97	-3.11	-3.86	calcolato per n_{lt}
$\Delta M_{2,g}$	68.96	67.94	-21.61	-22.63	-3.88	-5.34	calcolato per n_{st}
$N_{2,q}$					8.878	8.878	stato coattivo perm
$N_{2,g}$					2.569	2.569	stato coattivo var
$\Delta N_{2,g}$	-37.16	-37.16	-37.16	-37.16	-2.363	-2.363	
$\Delta N_{2,q}$	-7.40	-7.40	-7.40	-7.40	-1.271	-1.271	
$T + \Delta V_2$							47.32

Verifica tensioni ideali: $F = 1.50$

	$\sigma_{d,s,inf}$ N/mm ²	$\sigma_{d,s,inf,anima}$ N/mm ²	$\sigma_{d,s,sup,anima}$ N/mm ²	$\sigma_{d,s,sup}$ N/mm ²	$\sigma_{d,c,inf}$ N/mm ²	$\sigma_{d,c,sup}$ N/mm ²	$\sigma_{d,st}$ N/mm ²
	169.15	204.36	-227.24	-196.76	0.81	-1.39	-10.266 s.i.e.
	112.77	136.24	-151.50	-131.17	0.54	-0.93	-6.844 t.a.
f_{yd} & f_{cd}	338.10	338.10	-338.10	-338.10	-19.27	-19.27	0.672 t.u.
tassi lavoro	0.500	0.604	0.672	0.582	-0.042	0.072	

C. VERIFICHE in ESERCIZIO

Essendo la sezione in esame soggetta a momento positivo si tratterà semplicemente di verificare che le tensioni agenti nel conglomerato siano contenute nei limiti necessari ad evitare fenomeni viscosi troppo accentuati:

$\sigma_{c,max}$	-0.93	N/mm ²
φ	0.60	
verificato		

6.1.5 Sezione C1-G1

A. DATI INIZIALI

a.1) Caratteristiche dei materiali impiegati

Acciaio S	355	N/mm ²
	γ_s	1.05
	f_{yd} (t<16 mm)	339 N/mm ²
	Norma Ref	EN 10025
	E_s	210,000 N/mm ²
Clis R_{ck}	40	N/mm ²
	f_{ck}	34 N/mm ²
	γ_c	1.50
Clis R_{ck}	f_{cd}	19.27 N/mm ²
	Norma Ref	EN 206-1
	E_c	36.050 N/mm ²
	G_c	15.021 N/mm ²
	ϵ_{sr}	228.0 E-06
	ϕ_{sr}	1.70
	n_{st}	5.8
	n_{lt}	15.7
	α_{ct}	0.00001 /°C

a.2) Caratteristiche geometriche della sezione

Soletta	b_{eff}	3,000	mm
	h_c	180	mm
	h_p	70	mm
Ala inf	b_l	1,200	mm
	t_l	25	mm
Ala sup	b_s	900	mm
	t_s	25	mm
Anima	h_w	2,650	mm
	t_w	15	mm

a.3) Pesì dei materiali utilizzati

Acciaio	ρ_a	2500	kg/mc
Clis	ρ_c	7850	kg/mc

a.4) Sollecitazioni analisi elastica (coefficientate)

Fase 1	M_1	7,048.5	KNm
	N_1	0.0	KN
	V_1	704.0	KN
Fase 2	$\Delta M_{2,q}$	9,253.9	KNm
	$\Delta M_{2,g}$	8,646.6	KNm
	N_g	4,794.0	KN
	N_d	1,387.0	KN
	$\Delta N_{2,g}$	4,794.0	KN
	$\Delta N_{2,q}$	1,387.0	KN
	$\Delta V_{2,g}$	358.0	KN
	$\Delta V_{2,q}$	823.5	KN
	ΔV_2	1,181.5	KN

a.5) Sollecitazioni analisi plastica

Coeff	γ_G	1.0	
	γ_Q	1.0	
fattori di combinazione			
Fase 1	M_{sd}	7048.5	KNm
	N_{sd}	0.0	KN
	V_{sd}	704.0	KN
Fase 2	M_{sd}	24949.0	KNm
	N_{sd}	6181.0	KN
	V_{sd}	1885.5	KN

Verifiche tensionali dell'elemento:

	$\sigma_{s,inf}$	$\sigma_{s,inf,lim}$	$\sigma_{s,sup,lim}$	$\sigma_{s,sup}$	$\sigma_{s,inf}$	$\sigma_{s,sup}$	τ_s
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
M_1, V_1, N_1	75.36	73.85	-87.05	-88.57			17.71
$\Delta M_{2,g}$	85.56	84.28	-50.65	-51.92	-3.30	-4.11	calcolato per n_s
$\Delta M_{2,q}$	74.73	73.82	-22.66	-23.57	-4.05	-5.61	calcolato per n_{st}
$N_{2,g}$					8.878	8.878	stato coattivo perm
$N_{2,q}$					2.569	2.569	stato coattivo var
$\Delta N_{2,g}$	-37.87	-37.87	-37.87	-37.87	-2.408	-2.408	
$\Delta N_{2,q}$	-7.50	-7.50	-7.50	-7.50	-1.287	-1.287	
$T + \Delta V_2$							37.74

Verifica tensioni ideali:

F	1.50
-----	------

	$\sigma_{sd,inf}$	$\sigma_{sd,inf,lim}$	$\sigma_{sd,sup,lim}$	$\sigma_{sd,sup}$	$\sigma_{sd,inf}$	$\sigma_{sd,sup}$	$\sigma_{sd,rit}$
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
	190.28	209.85	-227.04	-209.43	0.40	-1.97	-10.846 s.i.e.
	126.85	139.90	-151.36	-139.62	0.27	-1.31	-7.231 t.a.
f_{yd} & f_{cd}	338.10	338.10	-338.10	-338.10	-19.27	-19.27	0.672 t.u.
tassi lavoro	0.563	0.621	0.672	0.619	-0.021	0.102	

C. VERIFICHE in ESERCIZIO

Essendo la sezione in esame soggetta a momento positivo si tratterà semplicemente di verificare che le tensioni agenti nel conglomerato siano contenute nei limiti necessari ad evitare fenomeni viscosi troppo accentuati:

$\sigma_{s,max}$	-1.31	N/mm ²
ϕ	0.60	
verificato		

6.1.6 Sezione C1-A

A. DATI INIZIALI

a.1) Caratteristiche dei materiali impiegati

Acciaio S	355	N/mm ²
	γ_a	1.05
	f_{yk} ($t < 16$ mm)	339 N/mm ²
	Norma Ref	EN 10025
	E_a	210,000 N/mm ²
Cls R_{ck}	40	N/mm ²
	f_{ak}	34 N/mm ²
	γ_c	1.50
	f_{cd}	19.27 N/mm ²
	Norma Ref	EN 206-1
E-06	E_c	36,050 N/mm ²
	G_c	15,021 N/mm ²
	ϵ_{sr}	228.0
	ϕ_{sr}	1.70
	n_{st}	5.8
	n_{lt}	15.7
	α_c	0.00001 /°C

a.2) Caratteristiche geometriche della sezione

Soletta	b_{eff}	3,000	mm
	h_c	180	mm
	h_p	70	mm
Ala inf	b_i	1,200	mm
	t_i	25	mm
Ala sup	b_s	900	mm
	t_s	25	mm
Anima	h_w	2,650	mm
	t_w	15	mm

a.3) Pesì dei materiali utilizzati

Acciaio	ρ_a	2500	kg/mc
Cls	ρ_c	7850	kg/mc

a.4) Sollecitazioni analisi elastica (coefficientate)

Fase 1	M_1	0.0	KNm
	N_1	0.0	KN
	V_1	1,044.0	KN
Fase 2	$\Delta M_{2,g}$	5,656.9	KNm
	$\Delta M_{2,q}$	1,054.1	KNm
	$N_{2,g}$	4,794.0	KN
	$N_{2,q}$	1,387.0	KN
	$\Delta N_{2,g}$	4,794.0	KN
	$\Delta N_{2,q}$	1,387.0	KN
	$\Delta V_{2,g}$	534.5	KN
	$\Delta V_{2,q}$	1,165.5	KN
	ΔV_2	1,700.0	KN

a.5) Sollecitazioni analisi plastica

Coeff	γ_G	1.0	
	γ_Q	1.0	
<i>fattori di combinazione</i>			
Fase 1	M_{sd}	0.0	KNm
	N_{sd}	0.0	KN
	V_{sd}	1044.0	KN
Fase 2	M_{sd}	6711.0	KNm
	N_{sd}	6181.0	KN
	V_{sd}	2744.0	KN

Verifiche tensionali dell'elemento:

	$\sigma_{s,inf}$	$\sigma_{s,inf,min}$	$\sigma_{s,sup,min}$	$\sigma_{s,sup}$	$\sigma_{s,inf}$	$\sigma_{s,sup}$	τ_s
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
M_1, V_1, N_1	0.00	0.00	0.00	0.00			26.26
$\Delta M_{2,g}$	52.30	51.52	-30.96	-31.74	-2.02	-2.51	
$\Delta M_{2,q}$	9.11	9.00	-2.76	-2.87	-0.49	-0.68	
$N_{2,g}$					8.878	8.878	
$N_{2,q}$					2.569	2.569	
$\Delta N_{2,g}$	-37.87	-37.87	-37.87	-37.87	-2.408	-2.408	
$\Delta N_{2,q}$	-7.50	-7.50	-7.50	-7.50	-1.287	-1.287	
$T + \Delta V_2$							53.32

calcolato per n_{lt}
calcolato per n_{st}
stato coattivo perm
stato coattivo var

Verifica tensioni ideali:

F	1.50
----------	-------------

	$\sigma_{id,inf}$	$\sigma_{id,inf,min}$	$\sigma_{id,sup,min}$	$\sigma_{id,sup}$	$\sigma_{id,inf}$	$\sigma_{id,sup}$	$\sigma_{id,m}$
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
	16.04	138.67	-158.92	-79.98	5.24	4.55	-4.323
	10.69	92.45	-105.95	-53.32	3.49	3.04	-2.882
f_{yk} & f_{td}	338.10	338.10	-338.10	-338.10	-19.27	-19.27	
tassi lavoro	0.047	0.410	0.470	0.237	-0.272	-0.236	0.470

s.l.e.
t.a.
t.u.

C. VERIFICHE in ESERCIZIO

Essendo la sezione in esame soggetta a momento positivo si tratterà semplicemente di verificare che le tensioni agenti nel conglomerato siano contenute nei limiti necessari ad evitare fenomeni viscosi troppo accentuati:

$\sigma_{c,max}$	3.04	N/mm ²
ϕ	0.60	
<i>verificato</i>		

6.2 VERIFICHE A IMBOZZAMENTO

6.2.1 Sezione C3-M

D. VERIFICA ad IMBOZZAMENTO

La verifica viene condotta secondo quanto proposto nelle CNR UNI 10011

Tensioni all'estremità del pannello

σ_x	257.1	N/mm ²
$\sigma_x = \sigma_1$	-265.8	N/mm ²
τ	4.5	N/mm ²
h^*	1,337	mm

Calcolo del pannello 1

prof	700	mm
a	5,000	mm
h	700	mm
$\sigma_{cr,0}$	54.72	N/mm ²
α	7.14	
σ_1	-265.8	N/mm ²
$\psi\sigma_1$	-126.6	N/mm ²
k_1	4.33	0.80
τ_{cr}	237	
caso	I	
k_1	non app.	
k_3	non app.	
ψ	0.48	
k_{cr}	5.33	
σ_{cr}	292	N/mm ²
$\sigma_{cr,td}$	292	
$\sigma_{cr,red}$	285	N/mm ²
β	1.00	
v	1.00	
test	1.073	verificato

Calcolo del pannello 2

prof	1,900	mm
a	5,000	mm
h	1,200	mm
$\sigma_{cr,0}$	18.62	N/mm ²
α	4.17	
$\sigma_x = \sigma_1$	-127	N/mm ²
$\psi\sigma_1$	112	N/mm ²
k_1	4.46	0.80
τ_{cr}	83	
caso	II	
k_1	7.64	
k_3	23.90	
ψ	-0.88	
k_{cr}	20.99	
σ_{cr}	391	N/mm ²
$\sigma_{cr,td}$	386	
$\sigma_{cr,red}$	311	N/mm ²
β	1.00	
v	1.00	
test	2.454	verificato

Calcolo del pannello 3

prof	2,630	mm
a	5,000	mm
h	730	mm
$\sigma_{cr,0}$	50.31	N/mm ²
α	6.85	
$\sigma_x = \sigma_1$	112	N/mm ²
$\psi\sigma_1$	257	N/mm ²
k_1	4.34	0.80
τ_{cr}	218	
caso	I	
k_1	non app.	
k_3	non app.	
ψ	2.30	
k_{cr}	2.47	
σ_{cr}	124	N/mm ²
$\sigma_{cr,td}$	125	
$\sigma_{cr,red}$	125	N/mm ²
β	1.00	
v	1.00	
test	1.110	verificato

6.2.2 Sezione C3-G2

D. VERIFICA ad IMBOZZAMENTO

La verifica viene condotta secondo quanto proposto nelle CNR UNI 10011

Tensioni all'estremità del pannello

σ_x	238.0	N/mm ²
$\sigma_x = \sigma_1$	-250.7	N/mm ²
τ	36.0	N/mm ²
h^*	1,349	mm

Calcolo del pannello 1

prof	700	mm
a	5,000	mm
h	700	mm
$\sigma_{cr,0}$	54.72	N/mm ²
α	7.14	
σ_1	-250.7	N/mm ²
$\psi\sigma_1$	-120.6	N/mm ²
k_1	4.33	0.80
τ_{cr}	237	
caso	I	
k_1	non app.	
k_3	non app.	
ψ	0.48	
k_{cr}	5.31	
σ_{cr}	291	N/mm ²
$\sigma_{cr,td}$	292	
$\sigma_{cr,red}$	286	N/mm ²
β	1.00	
v	1.00	
test	1.106	verificato

Calcolo del pannello 2

prof	1,900	mm
a	5,000	mm
h	1,200	mm
$\sigma_{cr,0}$	18.62	N/mm ²
α	4.17	
$\sigma_x = \sigma_1$	-121	N/mm ²
$\psi\sigma_1$	102	N/mm ²
k_1	4.46	0.80
τ_{cr}	83	
caso	II	
k_1	7.64	
k_3	23.90	
ψ	-0.85	
k_{cr}	20.15	
σ_{cr}	375	N/mm ²
$\sigma_{cr,td}$	249	
$\sigma_{cr,red}$	249	N/mm ²
β	1.00	
v	1.00	
test	1.836	verificato

Calcolo del pannello 3

prof	2,630	mm
a	5,000	mm
h	730	mm
$\sigma_{cr,0}$	50.31	N/mm ²
α	6.85	
$\sigma_x = \sigma_1$	102	N/mm ²
$\psi\sigma_1$	238	N/mm ²
k_1	4.34	0.80
τ_{cr}	218	
caso	I	
k_1	non app.	
k_3	non app.	
ψ	2.33	
k_{cr}	2.45	
σ_{cr}	123	N/mm ²
$\sigma_{cr,td}$	132	
$\sigma_{cr,red}$	132	N/mm ²
β	1.00	
v	1.00	
test	1.104	verificato

6.2.3 Sezione C2-G2

D. VERIFICA ad IMBOZZAMENTO

La verifica viene condotta secondo quanto proposto nelle CNR UNI 10011

Tensioni all'estremità del pannello

σ_1	272.7	N/mm ²
$\sigma_c = \sigma_1$	-275.0	N/mm ²
τ	35.9	N/mm ²
h^*	1,325	mm

Calcolo del pannello 1

prof	700	mm
a	5,000	mm
h	700	mm
$\sigma_{cr,0}$	54.72	N/mm ²
α	7.14	
σ_1	-275.0	N/mm ²
$\psi\sigma_1$	-129.8	N/mm ²
k_{cr}	4.33	0.80
τ_{cr}	237	
caso	I	
k_1	non app.	
k_3	non app.	
ψ	0.47	
k_{cr}	5.34	
σ_{cr}	292	N/mm ²
$\sigma_{cr,rd}$	294	N/mm ²
$\sigma_{cr,red}$	286	N/mm ²
β	1.00	
v	1.00	
test	1.016	verificato

Calcolo del pannello 2

prof	1,900	mm
a	5,000	mm
h	1,200	mm
$\sigma_{cr,0}$	18.62	N/mm ²
α	4.17	
$\sigma_c = \sigma_1$	-130	N/mm ²
$\psi\sigma_1$	119	N/mm ²
k_{cr}	4.46	0.80
τ_{cr}	83	
caso	II	
k_1	7.64	
k_3	23.90	
ψ	-0.92	
k_{cr}	21.83	
σ_{cr}	406	N/mm ²
$\sigma_{cr,rd}$	266	N/mm ²
$\sigma_{cr,red}$	266	N/mm ²
β	1.00	
v	1.00	
test	1.852	verificato

Calcolo del pannello 3

prof	2,640	mm
a	5,000	mm
h	740	mm
$\sigma_{cr,0}$	48.96	N/mm ²
α	6.76	
$\sigma_c = \sigma_1$	119	N/mm ²
$\psi\sigma_1$	273	N/mm ²
k_{cr}	4.34	0.80
τ_{cr}	213	
caso	I	
k_1	non app.	
k_3	non app.	
ψ	2.29	
k_{cr}	2.48	
σ_{cr}	121	N/mm ²
$\sigma_{cr,rd}$	128	N/mm ²
$\sigma_{cr,red}$	128	N/mm ²
β	1.00	
v	1.00	
test	1.010	verificato

6.2.4 Sezione C2-G1

D. VERIFICA ad IMBOZZAMENTO

La verifica viene condotta secondo quanto proposto nelle CNR UNI 10011

Tensioni all'estremità del pannello

σ_1	165.1	N/mm ²
$\sigma_c = \sigma_1$	-192.7	N/mm ²
τ	69.5	N/mm ²
h^*	1,422	mm

Calcolo del pannello 1

prof	700	mm
a	5,000	mm
h	700	mm
$\sigma_{cr,0}$	54.72	N/mm ²
α	7.14	
σ_1	-192.7	N/mm ²
$\psi\sigma_1$	-97.8	N/mm ²
k_{cr}	4.33	0.80
τ_{cr}	237	
caso	I	
k_1	non app.	
k_3	non app.	
ψ	0.51	
k_{cr}	5.22	
σ_{cr}	286	N/mm ²
$\sigma_{cr,rd}$	297	N/mm ²
$\sigma_{cr,red}$	288	N/mm ²
β	1.00	
v	1.00	
test	1.266	verificato

Calcolo del pannello 2

prof	1,900	mm
a	5,000	mm
h	1,200	mm
$\sigma_{cr,0}$	18.62	N/mm ²
α	4.17	
$\sigma_c = \sigma_1$	-98	N/mm ²
$\psi\sigma_1$	65	N/mm ²
k_{cr}	4.46	0.80
τ_{cr}	83	
caso	II	
k_1	7.64	
k_3	23.90	
ψ	-0.66	
k_{cr}	16.17	
σ_{cr}	301	N/mm ²
$\sigma_{cr,rd}$	169	N/mm ²
$\sigma_{cr,red}$	169	N/mm ²
β	1.00	
v	1.00	
test	1.091	verificato

Calcolo del pannello 3

prof	2,640	mm
a	5,000	mm
h	740	mm
$\sigma_{cr,0}$	48.96	N/mm ²
α	6.76	
$\sigma_c = \sigma_1$	65	N/mm ²
$\psi\sigma_1$	165	N/mm ²
k_{cr}	4.34	0.80
τ_{cr}	213	
caso	I	
k_1	non app.	
k_3	non app.	
ψ	2.55	
k_{cr}	2.30	
σ_{cr}	113	N/mm ²
$\sigma_{cr,rd}$	162	N/mm ²
$\sigma_{cr,red}$	162	N/mm ²
β	1.00	
v	1.00	
test	1.186	verificato

6.2.5 Sezione C1-G1

D. VERIFICA ad IMBOZZAMENTO

La verifica viene condotta secondo quanto proposto nelle CNR UNI 10011

Tensioni all'estremità del pannello

σ_1	186.6	N/mm ²
$\sigma_2 = \sigma_1$	-205.7	N/mm ²
τ	55.5	N/mm ²
h^*	1,390	mm

Calcolo del pannello 1

prof	700	mm
a	5,000	mm
h	700	mm
$\sigma_{cr,0}$	85.50	N/mm ²
α	7.14	
σ_1	-205.7	N/mm ²
$\psi\sigma_1$	-102.1	N/mm ²
k_{cr}	4.33	0.80
τ_{cr}	371	
caso	I	
k_1	non app.	
k_3	non app.	
ψ	0.50	
k_{cr}	5.26	
σ_{cr}	450	N/mm ²
$\sigma_{cr,ld}$	460	N/mm ²
$\sigma_{cr,red}$	320	N/mm ²
β	1.00	
v	1.00	
test	1.409	verificato

Calcolo del pannello 2

prof	1,900	mm
a	5,000	mm
h	1,200	mm
$\sigma_{cr,0}$	29.09	N/mm ²
α	4.17	
$\sigma_2 = \sigma_1$	-102	N/mm ²
$\psi\sigma_1$	76	N/mm ²
k_{cr}	4.46	0.80
τ_{cr}	130	
caso	II	
k_1	7.64	
k_3	23.90	
ψ	-0.74	
k_{cr}	17.75	
σ_{cr}	516	N/mm ²
$\sigma_{cr,ld}$	293	N/mm ²
$\sigma_{cr,red}$	286	N/mm ²
β	1.00	
v	1.00	
test	2.039	verificato

Calcolo del pannello 3

prof	2,650	mm
a	5,000	mm
h	750	mm
$\sigma_{cr,0}$	74.48	N/mm ²
α	6.67	
$\sigma_2 = \sigma_1$	76	N/mm ²
$\psi\sigma_1$	187	N/mm ²
k_{cr}	4.34	0.80
τ_{cr}	324	
caso	I	
k_1	non app.	
k_3	non app.	
ψ	2.47	
k_{cr}	2.35	
σ_{cr}	175	N/mm ²
$\sigma_{cr,ld}$	220	N/mm ²
$\sigma_{cr,red}$	220	N/mm ²
β	1.00	
v	1.00	
test	1.803	verificato

6.2.6 Sezione C1-A

D. VERIFICA ad IMBOZZAMENTO

La verifica viene condotta secondo quanto proposto nelle CNR UNI 10011

Tensioni all'estremità del pannello

σ_1	15.1	N/mm ²
$\sigma_2 = \sigma_1$	-79.1	N/mm ²
τ	79.6	N/mm ²
h^*	2,224	mm

Calcolo del pannello 1

prof	700	mm
a	5,000	mm
h	700	mm
$\sigma_{cr,0}$	85.50	N/mm ²
α	7.14	
σ_1	-79.1	N/mm ²
$\psi\sigma_1$	-54.2	N/mm ²
k_{cr}	4.33	0.80
τ_{cr}	371	
caso	I	
k_1	non app.	
k_3	non app.	
ψ	0.69	
k_{cr}	4.71	
σ_{cr}	402	N/mm ²
$\sigma_{cr,ld}$	488	N/mm ²
$\sigma_{cr,red}$	322	N/mm ²
β	1.00	
v	1.00	
test	2.027	verificato

Calcolo del pannello 2

prof	1,900	mm
a	5,000	mm
h	1,200	mm
$\sigma_{cr,0}$	29.09	N/mm ²
α	4.17	
$\sigma_2 = \sigma_1$	-54	N/mm ²
$\psi\sigma_1$	-12	N/mm ²
k_{cr}	4.46	0.80
τ_{cr}	130	
caso	I	
k_1	non app.	
k_3	non app.	
ψ	0.21	
k_{cr}	6.40	
σ_{cr}	186	N/mm ²
$\sigma_{cr,ld}$	202	N/mm ²
$\sigma_{cr,red}$	202	N/mm ²
β	1.00	
v	1.00	
test	1.361	verificato

Calcolo del pannello 3

prof	2,650	mm
a	5,000	mm
h	750	mm
$\sigma_{cr,0}$	74.48	N/mm ²
α	6.67	
$\sigma_2 = \sigma_1$	-12	N/mm ²
$\psi\sigma_1$	15	N/mm ²
k_{cr}	4.34	0.80
τ_{cr}	324	
caso	III	
k_1	non app.	
k_3	non app.	
ψ	-1.31	
k_{cr}	23.90	
σ_{cr}	1,780	N/mm ²
$\sigma_{cr,ld}$	563	N/mm ²
$\sigma_{cr,red}$	326	N/mm ²
β	1.00	
v	1.00	
test	2.360	verificato

6.3 GIUNTI SALDATI TRA I CONCI

I giunti saldati realizzati per l'assemblaggio delle travate metalliche principali si intendono a totale penetrazione e a completo ripristino di resistenza (vedi dettagli specifici riportati negli elaborati grafici di progetto).

6.4 VERIFICA DI DEFORMABILITA'

Nel presente paragrafo si riportano alcune informazioni utili a mettere in evidenza le caratteristiche di deformabilità dell'opera e a giustificare le contromonte specificate per la carpenteria metallica. Le seguenti immagini mostrano dunque le frecce generate dai carichi applicati nelle fasi I, II e III:

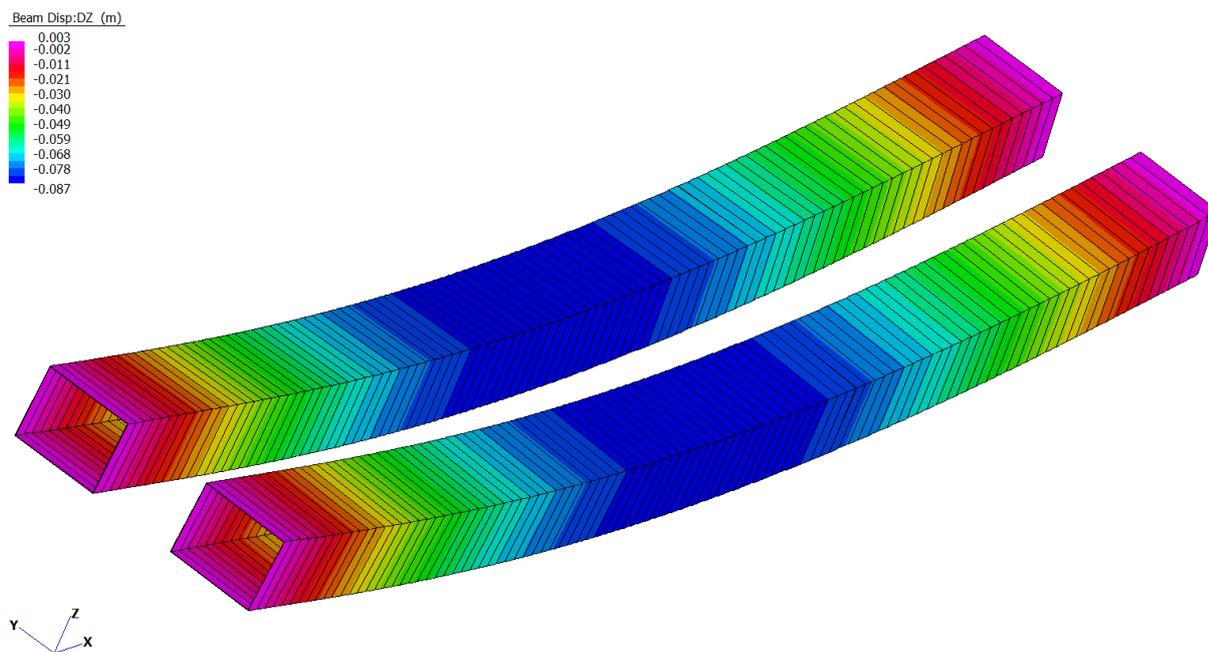


Figura 43 Deformata SLE per carichi di FASE I

Beam Disp:DZ (m)

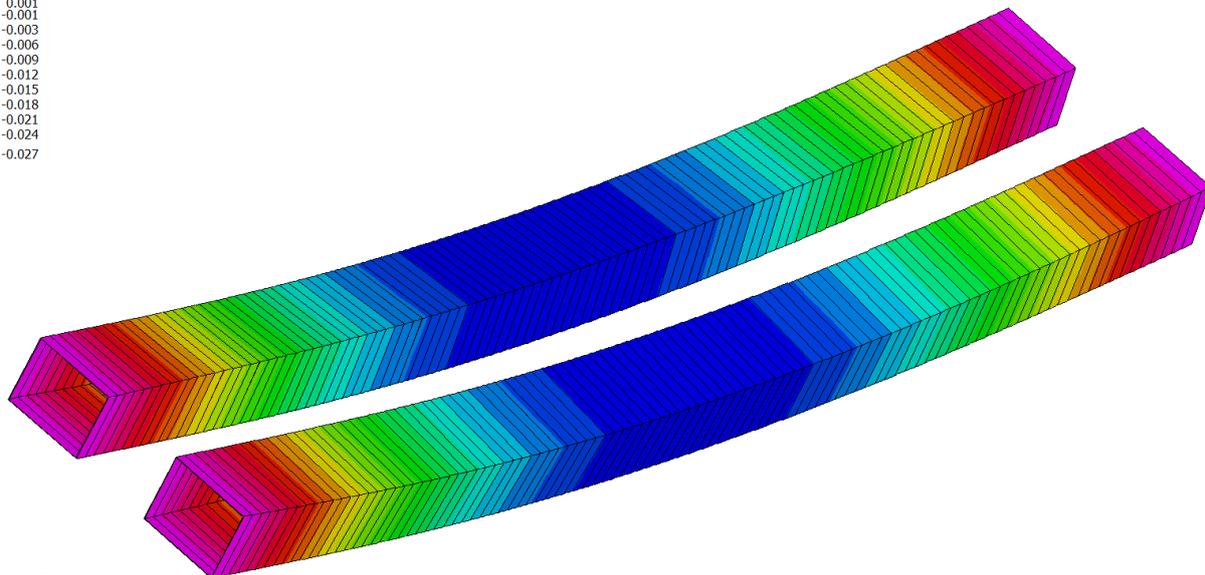
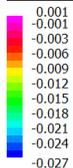


Figura 44 Deformata SLE per carichi di FASE II

Beam Disp:DZ (m)

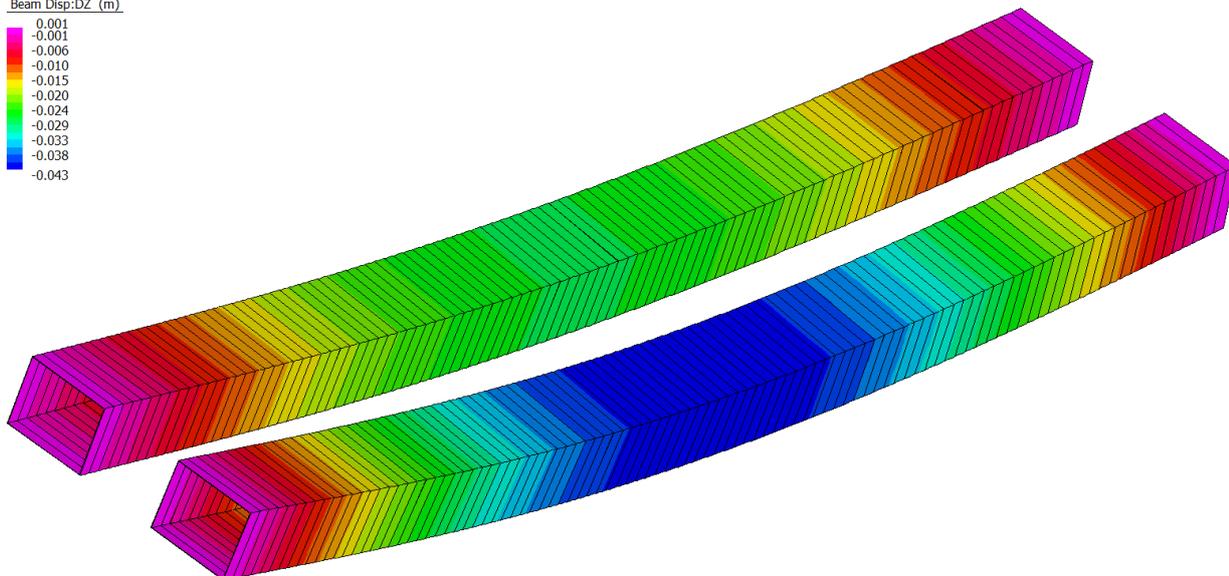
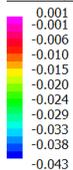


Figura 45 Deformata SLE per carichi di FASE III

Dai dati appena presentati è dunque evidente che l'impalcato presenta senza dubbio caratteristiche di rigidità che ne garantiscono il corretto funzionamento in esercizio.

La contromonta viene definita in maniera tale da compensare la totalità dei carichi permanenti ed il 25% dei carichi variabili.

Si ha quindi:

$$f_{perm} = 87 + 27 = 114 \text{ mm}$$

$$f_{var} = 43 \text{ mm}$$

$$\text{Contromonta} = 114 + 0.25 \times 43 = 125 \text{ mm} \rightarrow \text{Si assumono } 125 \text{ mm}$$

6.5 DIMENSIONAMENTO DELLA CONNESSIONE

I connettori utilizzati per garantire il comportamento composto delle travate a cassone sono comuni pioli Nelson aventi diametro pari a 19 mm e disposti ad interasse variabile lungo lo sviluppo longitudinale dell'impalcato. In considerazione delle caratteristiche di snellezza locale dei piatti costituenti le sezioni principali degli elementi analizzati, si ritiene di condurre il dimensionamento della piolatura adottando un approccio di tipo elastico. Nei successivi paragrafi verranno quindi sintetizzati i dati di calcolo. Lo schema di riferimento necessario a contestualizzare opportunamente i valori numerici proposti di seguito è quello sotto indicato:

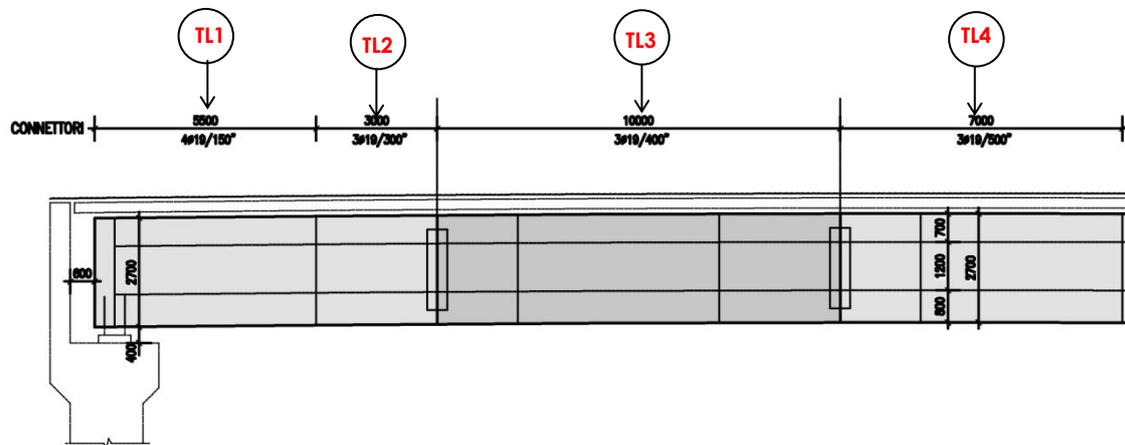


Figura 46 Schema grafico rappresentativo per la disposizione dei connettori

Anche in questo caso, analogamente a quanto effettuato per le sezioni trasversali delle travate, si è ritenuto di procedere all'organizzazione dei dati operandone la suddivisione in paragrafi dotati di:

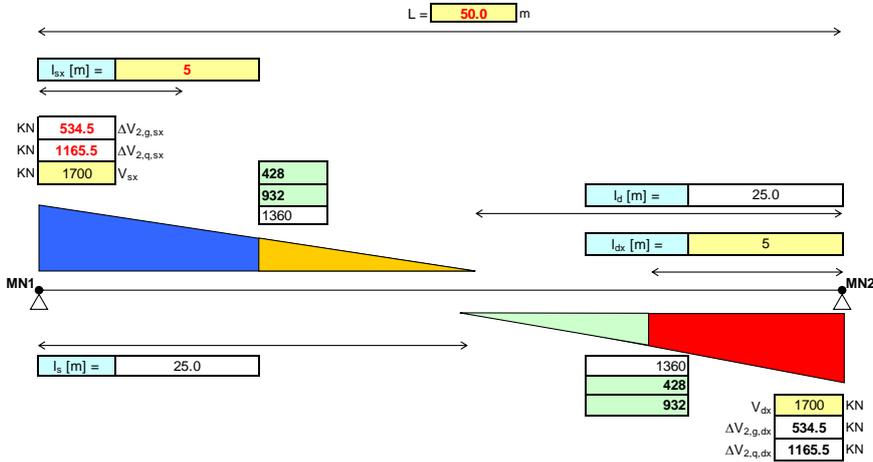
- Frontespizio di separazione contenente le principali informazioni necessarie alla corretta contestualizzazione;
- Estratto del foglio di calcolo sviluppato al fine di dimensionare correttamente la connessione piolata.

La verifica è stata condotta ipotizzando, conformemente a quanto disposto dalla Normativa europea di riferimento, che le forze di scorrimento addizionali dovute al ritiro o alle variazioni termiche debbano essere introdotte interamente nell'ambito del tratto TL1.

6.5.1 Tratto TL1

A. AZIONI SOLLECITANTI di PROGETTO

Viene analizzata la singola campata della travata in esame per definire la disposizione ideale dei connettori



B. CARATTERISTICHE della CONNESSIONE

Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo di soletta:

Cis R _{ck}	40	N/mm ²
f _{ck}	34	N/mm ²
γ _c	1.60	
f _{ctd}	18.06	N/mm ²
E _{cm}	36.050	N/mm ²

Si ipotizza una connessione a completo ripristino di resistenza:

Pioli	Nelson		
f _u	450	N/mm ²	resistenza compatibile
t _{min}	9.5	mm	minimo spessore della lamiera compatibile con il connettore
d _{pl}	19	mm	diametro dei connettori
h _{pl,min}	76	mm	minima altezza per connettore duttile
h _{min}	57	mm	minima altezza per connettore
h _{pl}	200	mm	altezza adottata per il connettore
	duttili		

Determinazione della resistenza della connessione:

P _{Rd}	58.76	KN	
K _d	0.80		coefficiente di penalizzazione per effetti dinamici
K ₁	1.00		coefficiente riduttivo (solo in presenza di lamiera grecata)
β	0.90		coefficiente riduttivo in zona tesa fessurata
N _{ria}	4		numero di connettori su di una fila
P _{Rd,tot}	235	KN	

Momenti statici a breve e lungo termine per sezione interamente reagente:

S [*] _q	76,672,000	mm ³	76,672,000	mm ³
S [*] _g	41,244,000	mm ³	41,244,000	mm ³
J _q	254,914,750,000	mm ⁴	254,914,750,000	mm ⁴
J _g	196,761,513,000	mm ⁴	196,761,513,000	mm ⁴
A _s	94,680	mm ²	94,680	mm ²
A _{id,q}	187,300	mm ²	187,300	mm ²
A _{id,g}	129,000	mm ²	129,000	mm ²

Infittimento SX

N _{erm}	4,794	kN
N _{rit}	0	kN
b _{eff}	3,000	mm
L _{trave}	50,000	mm
b	1500	mm
K	0.0030	mm ² /N
I _s	4856	mm
ΔQ _{sd,rit}	998	N/mm
Q _{sd,sx}	1461	N/mm
i _{sx}	150	mm
verificato		
s.I.u.	s.I.e.	
0.93	0.62	

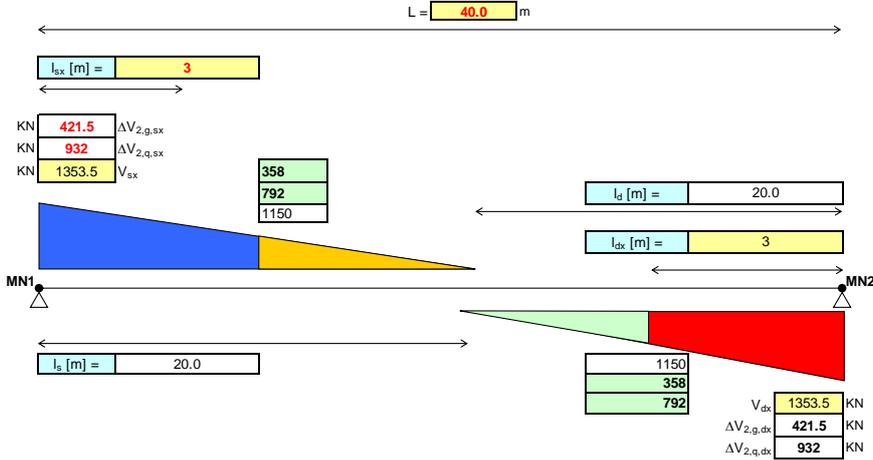
Infittimento DX

N _{erm,rit}	4794	kN
N _{rit}	0	kN
b _{eff}	3000	mm
L _{trave}	50000	mm
b	1500	mm
K	0.003	mm ² /N
I _s	4856	mm
ΔQ _{sd,rit}	998.193043	N/mm
Q _{sd,sx}	1461	N/mm
i _{sx}	150	mm
verificato		
s.I.u.	s.I.e.	
0.93	0.62	

6.5.2 Tratto TL2

A. AZIONI SOLLECITANTI di PROGETTO

Viene analizzata la singola campata della travata in esame per definire la disposizione ideale dei connettori



B. CARATTERISTICHE della CONNESSIONE

Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo di soletta:

C_{is} R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	34	N/mm ²
γ_c	1.60	
f_{ctd}	18.06	N/mm ²
E_{cm}	36.050	N/mm ²

Si ipotizza una connessione a completo ripristino di resistenza:

Pioli	Nelson		
f_u	450	N/mm ²	resistenza compatibile
t_{min}	9.5	mm	minimo spessore della lamiera compatibile con il connettore
d_{pl}	19	mm	diametro dei connettori
$h_{pl,min}$	76	mm	minima altezza per connettore duttile
h_{min}	57	mm	minima altezza per connettore
h_{pl}	200	mm	altezza adottata per il connettore
	duttile		

Determinazione della resistenza della connessione:

P_{Rd}	58.76	KN
K_d	0.80	
K_1	1.00	
β	0.90	
N_{ria}	3	
$P_{Rd,tot}$	176	KN

coefficiente di penalizzazione per effetti dinamici
coefficiente riduttivo (solo in presenza di lamiera grecata)
coefficiente riduttivo in zona tesa fessurata
numero di connettori su di una fila

Momenti statici a breve e lungo termine per sezione interamente reagente:

S^*_q	76,672,000	mm ³	76,672,000	mm ³
S^*_g	41,244,000	mm ³	41,244,000	mm ³
J_q	254,914,750,000	mm ⁴	254,914,750,000	mm ⁴
J_g	196,761,513,000	mm ⁴	196,761,513,000	mm ⁴
A_s	94,680	mm ²	94,680	mm ²
$A_{id,q}$	187,300	mm ²	187,300	mm ²
$A_{id,g}$	129,000	mm ²	129,000	mm ²

Infittimento SX

N_{erm}	0	kN
N_{rit}	0	kN
b_{eff}	3,000	mm
L_{trave}	50,000	mm
b	1500	mm
K	0.0030	mm ² / N
l_s	4856	mm
$\Delta q_{sd,rit}$	0	N/mm
$q_{sd,sx}$	369	N/mm
i_{sx}	300	mm
verificato		
s.l.u.	s.l.e.	
0.63	0.42	

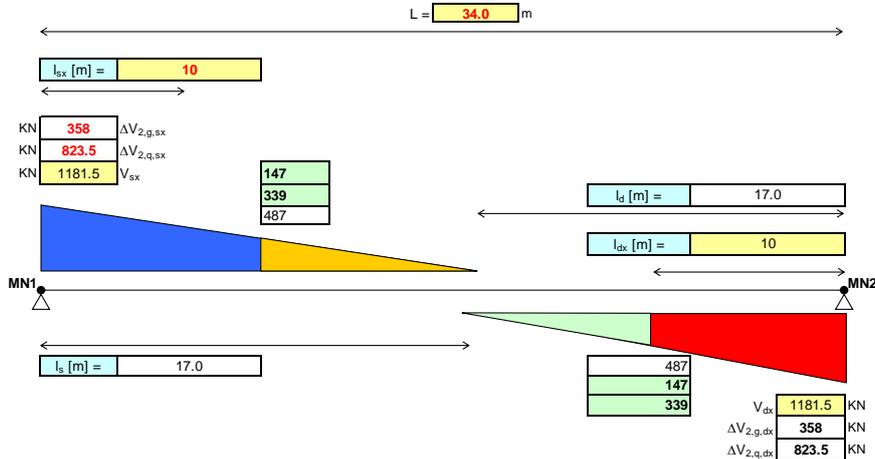
Infittimento DX

$N_{erm,rit}$	0	kN
N_{rit}	0	kN
b_{eff}	3000	mm
L_{trave}	50000	mm
b	1500	mm
K	0.003	mm ² / N
l_s	4856	mm
$\Delta q_{sd,rit}$	0	N/mm
$q_{sd,sx}$	369	N/mm
i_{sx}	300	mm
verificato		
s.l.u.	s.l.e.	
0.63	0.42	

6.5.3 Tratto TL3

A. AZIONI SOLLECITANTI di PROGETTO

Viene analizzata la singola campata della travata in esame per definire la disposizione ideale dei connettori



B. CARATTERISTICHE della CONNESSIONE

Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo di soletta:

C_{is}	R_{ck}	40	N/mm ²
	f_{ck}	34	N/mm ²
	γ_c	1.60	
	f_{ctd}	18.06	N/mm ²
	E_{cm}	36.050	N/mm ²

Si ipotizza una connessione a completo ripristino di resistenza:

Pioli	Nelson		
	f_u	450	N/mm ²
	t_{min}	9.5	mm
	d_{pl}	19	mm
	$h_{pl,min}$	76	mm
	h_{min}	57	mm
	h_{pl}	200	mm
	duttili		

resistenza compatibile
 minimo spessore della lamiera compatibile con il connettore
 diametro dei connettori
 minima altezza per connettore duttile
 minima altezza per connettore
 altezza adottata per il connettore

Determinazione della resistenza della connessione:

P_{Rd}	58.76	KN
K_d	0.80	
K_1	1.00	
β	0.90	
$N_{f,ia}$	3	
$P_{Rd,tot}$	176	KN

coefficiente di penalizzazione per effetti dinamici
 coefficiente riduttivo (solo in presenza di lamiera grecata)
 coefficiente riduttivo in zona tesa fessurata
 numero di connettori su di una fila

Momenti statici a breve e lungo termine per sezione interamente reagente:

S^*_q	76,672,000	mm ³	76,672,000	mm ³
S^*_g	41,244,000	mm ³	41,244,000	mm ³
J_q	254,914,750,000	mm ⁴	254,914,750,000	mm ⁴
J_g	196,761,513,000	mm ⁴	196,761,513,000	mm ⁴
A_s	94,680	mm ²	94,680	mm ²
$A_{id,q}$	187,300	mm ²	187,300	mm ²
$A_{id,g}$	129,000	mm ²	129,000	mm ²

Infittimento SX

N_{erm}	0	kN
N_{rit}	0	kN
b_{eff}	3,000	mm
L_{trave}	50,000	mm
b	1500	mm
K	0.0030	mm ² /N
l_s	4856	mm
$\Delta Q_{sd,rit}$	0	N/mm
$Q_{sd,sx}$	323	N/mm
i_{sx}	400	mm
verificato		
s.l.u.	s.l.e.	
0.73	0.49	

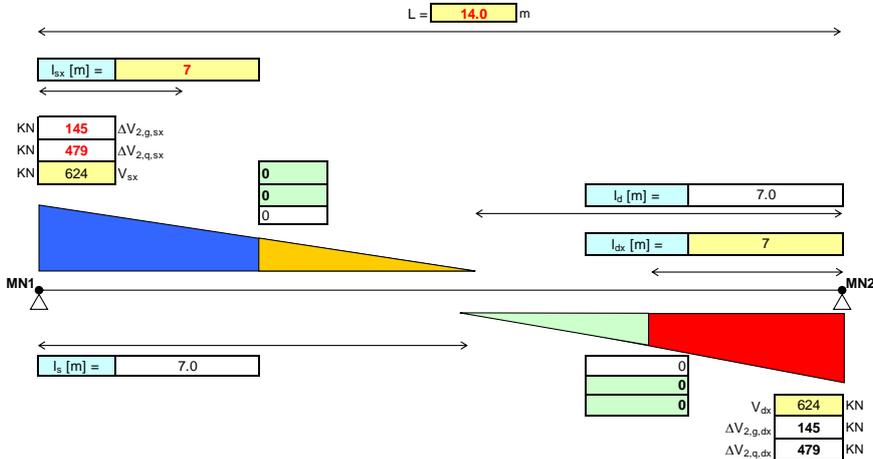
Infittimento DX

$N_{erm,rit}$	0	kN
N_{rit}	0	kN
b_{eff}	3000	mm
L_{trave}	50000	mm
b	1500	mm
K	0.003	mm ² /N
l_s	4856	mm
$\Delta Q_{sd,rit}$	0	N/mm
$Q_{sd,sx}$	323	N/mm
i_{sx}	400	mm
verificato		
s.l.u.	s.l.e.	
0.73	0.49	

6.5.4 Tratto TL4

A. AZIONI SOLLECITANTI di PROGETTO

Viene analizzata la singola campata della travata in esame per definire la disposizione ideale dei connettori



B. CARATTERISTICHE della CONNESSIONE

Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo di soletta:

C_{is}	R_{ck}	40	N/mm ²
	f_{ck}	34	N/mm ²
	γ_c	1.60	
	f_{ctd}	18.06	N/mm ²
	E_{cm}	36.050	N/mm ²

Si ipotizza una connessione a completo ripristino di resistenza:

Pioli	Nelson		
	f_u	450	N/mm ²
	t_{min}	9.5	mm
	d_{pl}	19	mm
	$h_{pl,min}$	76	mm
	h_{min}	57	mm
	h_{pl}	200	mm
	duttili		

resistenza compatibile
minimo spessore della lamiera compatibile con il connettore
diametro dei connettori
minima altezza per connettore duttile
minima altezza per connettore
altezza adottata per il connettore

Determinazione della resistenza della connessione:

P_{Rd}	58.76	KN
K_d	0.80	
K_1	1.00	
β	0.90	
N_{ria}	3	
$P_{Rd,tot}$	176	KN

coefficiente di penalizzazione per effetti dinamici
coefficiente riduttivo (solo in presenza di lamiera grecata)
coefficiente riduttivo in zona tesa fessurata
numero di connettori su di una fila

Momenti statici a breve e lungo termine per sezione interamente reagente:

S^*_q	76,672,000	mm ³	76,672,000	mm ³
S^*_g	41,244,000	mm ³	41,244,000	mm ³
J_q	254,914,750,000	mm ⁴	254,914,750,000	mm ⁴
J_g	196,761,513,000	mm ⁴	196,761,513,000	mm ⁴
A_s	94,680	mm ²	94,680	mm ²
$A_{id,q}$	187,300	mm ²	187,300	mm ²
$A_{id,g}$	129,000	mm ²	129,000	mm ²

Infittimento SX

N_{erm}	0	kN
N_{rit}	0	kN
b_{eff}	3,000	mm
L_{trave}	50,000	mm
b	1500	mm
K	0.0030	mm ² /N
l_s	4856	mm
$\Delta q_{sd,rit}$	0	N/mm
$q_{sd,sx}$	174	N/mm
i_{sx}	500	mm
verificato		
s.l.u.	s.l.e.	
0.49	0.33	

Infittimento DX

$N_{erm,rit}$	0	kN
N_{rit}	0	kN
b_{eff}	3000	mm
L_{trave}	50000	mm
b	1500	mm
K	0.003	mm ² /N
l_s	4856	mm
$\Delta q_{sd,rit}$	0	N/mm
$q_{sd,sx}$	174	N/mm
i_{sx}	500	mm
verificato		
s.l.u.	s.l.e.	
0.49	0.33	

7 VERIFICA CONTROVENTI DI MONTAGGIO

7.1 CONTROVENTI SUPERIORI

Il controvento di montaggio è stato dimensionato al fine di resistere alle forze orizzontali dovute al vento nella configurazione transitoria in cui la maturazione della soletta in calcestruzzo non sia ancora completa. Lo schema statico di riferimento è quello a travata reticolare con sole aste tese. La seguente immagine riporta il modello agli elementi finiti di riferimento:

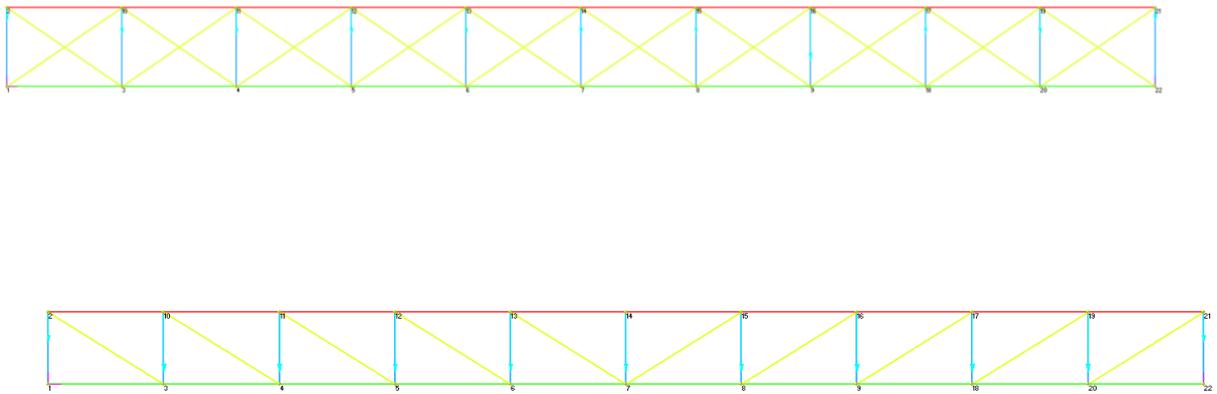


Figura 47 Rappresentazione in linea d'asse del modello agli E.F. complessivo e depurato degli elementi compressi

Di seguito l'immagine relative alle sollecitazioni agenti nei principali componenti del sistema, ovvero nelle aste diagonali, nei traversi pieni e nelle travate principali:

	MIN	MAX
LuForcedM	-419,3041	402,6087
[Dm.20]	[Dm.20]	[Dm.14]



Figura 48 Azioni assiali agenti nelle principali componenti del sistema

La tabella sotto riportata, invece, sintetizza le principali verifiche condotte sulle aste diagonali, ovvero sugli elementi per cui questa fase di funzionamento risulta essere dimensionante (travate principali e trasversi sono infatti maggiormente sollecitati nella configurazione finale):

Verifica aste diagonali								
calcoli eseguiti in base alle normative CNR 10011 e in ottemperanza alla UNI-EN 1993-1-1								
A. Caratteristiche dei materiali e sollecitazioni								
Acciaio S	3.550	kg/cm ²						
γ_a	1,05							
f_{yd}	3.381	kg/cm ²						
E_a	2.100.000	kg/cm ²						
G_a	807.692	kg/cm ²						
$F_{T,slu}$	18.340	kgcm						
B. Caratteristiche della sezione del profilo								
			d	S	$J_x = J_y$	r_{min}	$r_x = r_y$	
profilo singolo	dati da profilario secondo norma UNI 5783		[cm]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm]	[cm]	
L 90 x 6			1,88	6,84	31,20	1,38	2,14	
			S	J_x	J_y	r_x	r_y	
profilo accoppiato	Scalastrello		[cm]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm]	[cm]	
L 90 x 6			1,20	13,68	62,4	147	2,14	3,27
C. Verifica del giunto								
Il calcolo del giunto viene effettuato ipotizzando che il bullone sia privo di filettatura in corrispondenza del primo dei piani di taglio considerati ai fini della resistenza complessiva								
				$\alpha_{angolare}$	2,0			
Bulloni	10,9	16	mm	Asta forata	A_{lorda}	14	cm ²	
$f_{d,N}$	667		N/mm ²		t_{ala}	5,0	mm	
$f_{d,V}$	471		N/mm ²		A_{netta}	13	cm ²	
A_{gambo}	201		mm ²		N_{rd}	43.209,2	kg	
A_{res}	157		mm ²		verificato			
$N_{p,taglio}$	2							
N_{bull}	3			Piastra	$t_{piastra}$	12,0	mm	
$F_{rd,V}$	16.880,1		kg		$F_{Rd,I,bull,rif}$	12.983,0	kg	
$F_{rd,rif,ang}$	10.819,2		kg		verificato			
e_{traco}	2,2		cm		α_{diff}	37,0	deg	
$b_{bulloni,ext}$	9,6		cm		$F_{Rd,II,bull}$	22.047,3	kg	
V_{sd}	18.340,0		kg		verificato			
M_{sd}	40.348,0		kgcm		α_{diff}	37,0	deg	
$F_{sd,max}$	7.418,7		kg		$F_{Rd,III,bull}$	51.397,6	kg	
verificato					verificato			

7.2 CONTROVENTI INFERIORI (DI TORSIONE)

I controventi inferiori assolvono al compito di "chiudere" il cassone, permettendo di sviluppare la rigidezza torsionale tipica delle sezioni chiuse. Le aste diagonali vengono dimensionate in riferimento al massimo valore del momento torcente di progetto:

$T_{sd} = 1554 + 1286 = 2840$ kNm, assumendole reagenti sia in trazione che in compressione.

A. Caratteristiche dei materiali e sollecitazioni							
Acciaio S	3,550	kg/cm ²					
	γ_a	1.05					
	f_{yd}	3,381	kg/cm ²				
	E_a	2,100,000	kg/cm ²				
	G_a	807,692	kg/cm ²				
	$M_{T,slu}$	28,400,000	kgcm				
B. Caratteristiche della sezione del profilo							
			d	S	$J_x = J_y$	r_{min}	$r_x = r_y$
profilo singolo	dati da profilario secondo norma UNI 5783		[cm]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm]	[cm]
L 150 x 12			4.12	34.80	736.90	2.94	4.60
	Scalastrello		S	J_x	J_y	r_x	r_y
profilo accoppiato	[cm]		[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm]	[cm]
L 150 x 12	2.00		69.60	1473.8	3298	4.60	6.88

Conformemente a quanto indicato nella letteratura tecnica specialistica, si ritiene ragionevole ridurre la lunghezza di libera inflessione in ragione del fatto che l'asta tesa esercita un effetto di ritegno nei riguardi di quella compressa. A favore di sicurezza, in questo specifico contesto, si è scelto di adottare $\beta = 0.80$.

C. Caratteristiche geometriche del cassone reticolare

h_{trave}	270	cm	λ_{loc}	68.87	β	0.80
$h_{soletta}$	25	cm	λ_x	132.01	cfr. formulazione Ballio per	
i_{travi}	345	cm	λ_y	88.24	aste incrociate soggette a	
ρ_{max}	500	cm	λ_{eq}	111.94	forze assiali di trazione e di	
α	34.61	deg	valori ottenuti da curva "c"		compressione aventi segno	
l_{asta}	607	cm	λ_{max}	105.61	discorde	
N° campi	3		ω	2.79		

D. Verifica delle aste

$V = M_{T,slu} i_{travi} / (2 \Omega)$						
Ω	97,463	cm ²				
V	50,265	kg				
N° aste coll	2					
$N_{contr} = V / (N^{\circ} \text{aste coll} \sin \alpha)$	44,254	kg				
$\sigma = \omega N_{contr} / A$	1,774	kg/cm ²	verificato	con tasso di utilizzo pari a:	0.50	

E. Verifica del giunto

<i>Il calcolo del giunto viene effettuato ipotizzando che il bullone sia privo di filettatura in corrispondenza del primo dei piani di taglio considerati ai fini della resistenza complessiva</i>							
			$\alpha_{angolare}$	2.0			
Bulloni	10.9	24	mm	Asta forata	A_{lorda}	70	cm ²
	$f_{d,N}$	700	N/mm ²		t_{ala}	12.0	mm
	$f_{d,V}$	495	N/mm ²		A_{netta}	66	cm ²
	A_{gambo}	452	mm ²		N_{rd}	236,004.0	kg
	A_{res}	353	mm ²		verificato		
	$N_{p,taglio}$	2					
	N_{bull}	3		Piastra	$t_{piastra}$	20.0	mm
	$F_{rd,V}$	39,866.8	kg		$F_{Rd,I \text{ bull,rif}}$	34,080.0	kg
	$F_{rd,rif,ang}$	40,896.0	kg		verificato		
	e_{tracc}	7.5	cm		α_{diff}	35.0	deg
	$b_{bulloni,ext}$	14.4	cm		$F_{Rd,II \text{ bull}}$	53,129.2	kg
	V_{sd}	44,253.6	kg		verificato		
	M_{sd}	331,902.1	kgcm		α_{diff}	35.0	deg
	$F_{sd,max}$	27,365.0	kg		$F_{Rd,III \text{ bull}}$	124,718.4	kg
verificato				verificato			

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
IG51-04-E-CV-CL-IV14-0X-101-A00 Relazione di calcolo delle strutture - impalcato, spalle, muri		Foglio 69

8 VERIFICA DIAFRAMMI

8.1 DIAFRAMMI RETICOLARI INTERMEDI

I diaframmi reticolari sono definiti da un corrente superiore (soletta in cls), da due aste diagonali (membrature ad L accoppiate) e da un corrente inferiore (anch'esso realizzato mediante l'accoppiamento di profili ad L). La finalità di questi elementi è quella di garantire il mantenimento di forma della sezione trasversale del cassone. Per tale ragione vengono dimensionati in funzione della massima variazione di momento torcente che interessa il campo di riferimento. I valori numerici di seguito presentati sono combinati impiegando i coefficienti previsti dal D.M. 14.01.08 per il dimensionamento agli stati limite ultimi

La sollecitazione complessiva a torsione sovrapponendo le varie fasi è pari a:

$$\Delta T_{\text{totale}} = 2358 \text{ kNm}$$

Le aste diagonali possono essere dimensionate tenendo conto esclusivamente di questa sollecitazione, mentre la membratura costituente il corrente inferiore, come accennato in precedenza, deve essere studiata sovrapponendo al momento torcente appena ricavato gli effetti derivanti dalla partecipazione al funzionamento reticolare necessario alla chiusura del cassone.

Di seguito si riportano dunque alcune tabelle riepilogative utili a comprendere l'approccio adottato nell'esecuzione delle verifiche strutturali. Per maggiori dettagli relativi alla configurazione geometrica di questi elementi si rimanda agli elaborati grafici specifici:

Verifica diaframmi intermedi reticolari (aste di parete)

calcoli eseguiti in base alle normative CNR 10011 e in ottemperanza alla UNI-EN 1993-1-1

A. Caratteristiche dei materiali e sollecitazioni

Acciaio S	3,550	kg/cm ²		Momenti	$M_{T,slu,II}$	23,580,000	kgcm
	γ_a	1.05			$V = M_{T,slu} i_{travi} / (2 \cdot \Omega)$		
	f_{yd}	3,381	kg/cm ²	Azione	$V_{T,slu,II}$	41,735	kg
	E_a	210,000	kg/cm ²				
	G_a	80,769	kg/cm ²				

B. Caratteristiche geometriche del diaframma reticolare

h_{trave}	270	cm	$l_{diagonale,XY}$	320	cm	Ω_I [cm ²]	93,150
$h_{soletta}$	25	cm	$l_{corrente\ sup,XY}$	345	cm	Ω_{II} [cm ²]	97,463
i_{travi}	345	cm	$l_{corrente\ inf,X}$	173	cm		
α	32.57	deg	$l_{corrente\ inf,Y}$	345	cm		

C. Caratteristiche dei diagonali e verifiche

N° campi	3		d	S	$J_x = J_y$	r_{min}	$r_x = r_y$
profilo singolo	dati da profilario secondo norma UNI EU 56		[cm]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm]	[cm]
L 120 x 12			3.40	27.50	367.70	2.34	3.65
	$s_{calastrolo}$		S	J_x	J_y	r_x	r_y
profilo accoppiato	[cm]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm]	[cm]	
L 120 x 12	2.00	55.00	735.4	1800	3.66	5.72	
λ_{loc}	45.64	λ_x	87.62	λ_y	56.00	λ_{eq}	72.25
λ_{max}	87.62	ω	2.19	$\sigma = \omega N_{contr} / A$	1,543	verificato	
	valori ottenuti da curva "c"					kg/cm ²	

Il calcolo del giunto viene effettuato ipotizzando che il bullone sia privo di filettatura in corrispondenza del primo dei piani di taglio considerati ai fini della resistenza complessiva. Si ipotizza inol

α	2.0
----------	------------

Bulloni	10.9	24	mm	Asta forata	A_{lorda}	55	cm ²
	$f_{d,N}$	667	N/mm ²		t_{tala}	12.0	mm
	$f_{d,V}$	471	N/mm ²		A_{netta}	52	cm ²
	A_{gambo}	452	mm ²		N_{rd}	175,406.3	kg
	A_{res}	353	mm ²		verificato		
	$N_{p,taglio}$	2					
	N_{bull}	3		Piastra	$t_{piastra}$	20.0	mm
	$F_{rd,V}$	37,968.4	kg		$F_{Rd,I\ bull,rif}$	32,457.6	kg
	$F_{rd,rif,ang}$	38,949.1	kg		verificato		
	e_{tracc}	2.1	cm		α_{diff}	32.0	deg
	$b_{bulloni,ext}$	14.4	cm		$F_{Rd,II\ bull}$	43,264.1	kg
	V_{sd}	38,758.7	kg		verificato		
	M_{sd}	81,393.2	kgcm		α_{diff}	32.0	deg
	$F_{sd,max}$	14,101.9	kg		$F_{Rd,III\ bull}$	104,109.4	kg
	verificato				verificato		

Verifica diaframmi intermedi reticolari (corrente inferiore)							
calcoli eseguiti in base alle normative CNR 10011 e in ottemperanza alla UNI-EN 1993-1-1							
A. Caratteristiche dei materiali e sollecitazioni							
Acciaio S	3,550	kg/cm ²		Momenti	M _{T,slu}	15,000,000	kgcm
	γ _a	1.05		$V = M_{T,slu} i_{travi} / (2 \Omega)$			
	f _{yd}	3,381	kg/cm ²				
	E _a	2,060,000	kg/cm ²	Azione	V _{T,slu}	40,541	kg
	G _a	792,308	kg/cm ²				
B. Caratteristiche geometriche del diaframma reticolare							
h _{trave}	170	cm	I _{diagonale,XY}	211	cm	Ω _I [cm ²]	42,500
h _{soletta}	30	cm	I _{corrente sup,XY}	250	cm	Ω _{II} [cm ²]	46,250
i _{travi}	250	cm	I _{corrente inf,X}	125	cm		
α	36.33	deg	I _{corrente inf,Y}	250	cm		
C. Caratteristiche del corrente inferiore							
N° campi	4		d	S	J _x = J _y	r _{min}	r _x = r _y
profilo singolo	dati da profilario secondo norma UNI EU 56		[cm]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm]	[cm]
	L 100 x 6		2.64	11.20	111.00	1.98	3.07
		Scalastrello	S	J _x	J _y	r _x	r _y
profilo accoppiato	[cm]		[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm]	[cm]
	L 100 x 6	1.60	22.40	222	487	3.15	4.66
λ _{0c}	31.57	λ _x	39.71	λ _y	53.61	λ _{eq}	62.21
λ _{max}	62.21	ω	1.57	σ = ω N _{contr} / A		2,841	verificato
valori ottenuti da curva "c"						kg/cm ²	
Il calcolo del giunto viene effettuato ipotizzando che il bullone sia privo di filettatura in corrispondenza del primo dei piani di taglio considerati ai fini della resistenza compressiva. Si ipotizza inol							
			α	2.0			
Bulloni							
	10.9	24	mm	Asta forata	A _{lorda}	22	cm ²
	f _{d,N}	667	N/mm ²		t _{ala}	6.0	mm
	f _{d,V}	471	N/mm ²		A _{netta}	21	cm ²
	A _{gambo}	452	mm ²		N _{rd}	70,460.0	kg
	A _{res}	353	mm ²		verificato		
	N _{p,taglio}	2					
	N _{bull}	3		Piastra	t _{pietra}	16.0	mm
	F _{rd,V}	37,968.4	kg		F _{Rd,I bull,rif}	25,966.1	kg
	F _{rd,rif,ang}	19,474.6	kg		verificato		
	e _{tracc}	2.8	cm		α _{diff}	37.0	deg
	d _{bulloni,ext}	14.4	cm		F _{Rd,II bull}	44,635.6	kg
	V _{sd}	40,540.5	kg		verificato		
	M _{sd}	113,513.5	kgcm		α _{diff}	37.0	deg
	F _{sd,max}	15,644.6	kg		F _{Rd,III bull}	103,336.1	kg
	verificato				verificato		

8.2 DIAFRAMMI DI APPOGGIO

Verifica diaframmi intermedi reticolari (aste di parete)							
calcoli eseguiti in base alle normative CNR 10011 e in ottemperanza alla UNI-EN 1993-1-1							
A. Caratteristiche dei materiali e sollecitazioni							
Acciaio S	3,550	kg/cm ²		Momenti	$M_{T,slu,II}$	28,400,000 kgcm	
	γ_a	1.05			$V = M_{T,slu} i_{travi} / (2 \Omega)$		
	f_{yd}	3,381	kg/cm ²				
	E_a	210,000	kg/cm ²	Azione	$V_{T,slu,II}$	50,265 kg	
	G_a	80,769	kg/cm ²				
B. Caratteristiche geometriche del diaframma reticolare							
h_{trave}	270	cm	$l_{diagonale,XY}$	320	cm	Ω_I [cm ²]	93,150
$h_{soletta}$	25	cm	$l_{corrente\ sup.,XY}$	345	cm	Ω_{II} [cm ²]	97,463
i_{travi}	345	cm	$l_{corrente\ inf.,X}$	173	cm		
α	32.57	deg	$l_{corrente\ inf.,Y}$	345	cm		
C. Caratteristiche dei diagonali e verifiche							
N° campi	3		d	S	$J_x = J_y$	r_{min}	$r_x = r_y$
profilo singolo	dati da profilario secondo norma UNI EU 56		[cm]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm]	[cm]
L 180 x 16			5.02	55.40	1589.00	3.53	5.51
		$S_{scalastrello}$	S	J_x	J_y	r_x	r_y
profilo accoppiato		[cm]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm]	[cm]
L 180 x 16		2.00	110.80	3178	7193	5.36	8.06
λ_{loc}	30.25	λ_x	59.83	λ_y	39.76	λ_{eq}	49.97
λ_{max}	59.83	ω	1.51	$\sigma = \omega N_{contr} / A$	636	verificato	
		valori ottenuti da curva "c"				kg/cm ²	
Il calcolo del giunto viene effettuato ipotizzando che il bullone sia privo di filettatura in corrispondenza del primo dei piani di taglio considerati ai fini della resistenza complessiva. Si ipotizza inol							
		α	2.0				
Bulloni	10.9	24	mm	Asta forata	A_{lorda}	111	cm ²
	$f_{d,N}$	667	N/mm ²		t_{ala}	12.0	mm
	$f_{d,V}$	471	N/mm ²		A_{netta}	108	cm ²
	A_{gambo}	452	mm ²		N_{rd}	364,066.1	kg
	A_{res}	353	mm ²		verificato		
	$N_{p,taglio}$	2					
	N_{bull}	3		Piastra	$t_{piastra}$	20.0	mm
	$F_{rd,V}$	37,968.4	kg		$F_{Rd,I\ bull,rif}$	32,457.6	kg
	$F_{rd,rif,ang}$	38,949.1	kg		verificato		
	e_{tracc}	2.1	cm		α_{diff}	32.0	deg
	$b_{bulloni,ext}$	14.4	cm		$F_{Rd,II\ bull}$	43,264.1	kg
	V_{sd}	46,681.4	kg		verificato		
	M_{sd}	98,030.9	kgcm		α_{diff}	32.0	deg
	$F_{sd,max}$	16,984.5	kg		$F_{Rd,III\ bull}$	104,109.4	kg
	verificato				verificato		

9 VERIFICA A FATICA

Di seguito di riportano le verifiche a fatica a vita illimitata in osservanza delle prescrizioni contenute in DM08 sezione 4.2.4.1.4. Nello specifico sono stati analizzati i principali dettagli strutturali riportati nelle tabelle seguenti.

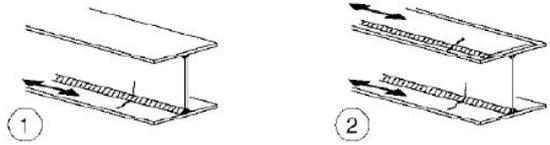
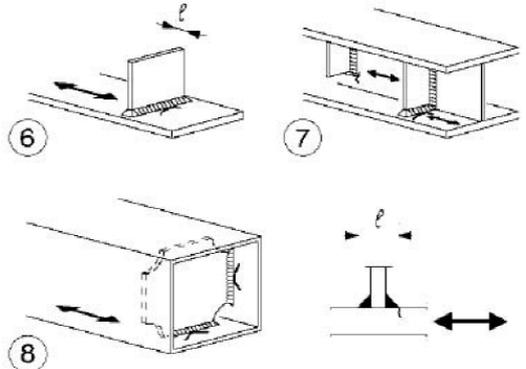
Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
140 125 ⁽¹⁾		Lamiere tagliate con gas o meccanicamente	4) Tutti i segni visibili di intaglio sui bordi devono essere eliminati. Le aree di taglio devono essere lavorate a macchina. Graffi e scalfitture di lavorazione devono essere paralleli agli sforzi.
125 112 ⁽¹⁾		5) Taglio a gas manuale o taglio a gas automatico con tracce del taglio regolari e superficiali e successiva eliminazione di tutti i difetti dei bordi	4) e 5) Angoli rientranti devono essere raccordati con pendenza $\leq 1:4$, in caso contrario occorre impiegare opportuni fattori di concentrazione degli sforzi. Non sono ammesse riparazioni mediante saldatura
125		Saldatura longitudinali continue 1) Saldatura automatica a piena penetrazione effettuata da entrambi i lati 2) Saldatura automatica a cordoni d'angolo. Le parti terminali dei piatti di rinforzo devono essere verificate considerando i dettagli 5) e 6) della tabella C4.2.XXI	1) e 2) Non sono consentite interruzioni/riprese, a meno che la riparazione sia eseguita da un tecnico qualificato e siano eseguiti controlli atti a verificare la corretta esecuzione della riparazione
125 (a) 112 (b) 90 (c)		10) Saldatura longitudinale a piena penetrazione	(a) Entrambe le facce molate in direzione degli sforzi e controlli non distruttivi al 100% (b) Come saldata, assenza di interruzioni/riprese (c) Con interruzioni/riprese
80 (a) 71 (b)		Attacchi trasversali 6) Saldati a una piastra 7) Nervature verticali saldate a un profilo o a una trave composta 8) Diagrammi di travi a cassone composte, saldati all'anima o alla piattabanda (a) $l \leq 50$ mm (b) $50 < l \leq 80$ mm Le classi sono valide anche per nervature anulari	6) e 7) Le parti terminali delle saldature devono essere molate accuratamente per eliminare tutte le rientranze presenti 7) Se la nervatura termina nell'anima, $\Delta\sigma$ deve essere calcolato usando le tensioni principali

Figura 49 Dettagli costruttivi

Le analisi effettuate dimostrano come il dettaglio n. 7 rappresentativo dei piattini saldati ad ali ed anima delle travi principali risulti il più gravoso al fine delle verifiche a fatica.

Di seguito se ne riportano le verifiche a fatica a vita illimitata con riferimento ai conchi C1, C2 e C3.

Si impiega il metodo dei coefficienti lambda per il quale le EN 1993-2 prescrivono che si adottino il modello di carico LM3 definito alla sezione 4.7.

Le verifiche risultano soddisfatte.

METODO LAMBDA																
Concilio	Dettaglio	$\Delta\sigma_c$ [MPa]	L [m]	λ_1 [-]	λ_2 [-]	λ_3 [-]	λ_4 [-]	λ [-]	λ_{max} [-]	V_{eff} [-]	V_{Mf} [-]	$\Delta\sigma(LM3)$ [MPa]	$V_{eff} \Delta\sigma_{E,2}$ [MPa]	$\Delta\sigma_c / Y_{Mf}$ [MPa]	$(V_{eff} \Delta\sigma_{E,2}) / (\Delta\sigma_c / Y_{Mf})$ [-]	Verifica
C1	Piattini saldati su trave principale	80.00	50.00	2.15	0.85	1.00	2	3.65	2.00	1.00	1.35	21.20	42.40	59.26	0.72	SI
C2	Piattini saldati su trave principale	80.00	50.00	2.15	0.85	1.00	2	3.65	2.00	1.00	1.35	29.23	58.46	59.26	0.99	SI
C3	Piattini saldati su trave principale	80.00	50.00	2.15	0.85	1.00	2	3.65	2.00	1.00	1.35	28.68	57.36	59.26	0.97	SI

Figura 50 Verifiche a fatica

10 IRRIGIDENTI D'ANIMA

Di seguito sono sintetizzate le verifiche condotte al fine di valutare l'idoneità dei piatti disposti longitudinalmente e trasversalmente allo scopo di garantire un adeguato irrigidimento al pannello d'anima della trave metallica.

10.1 IRRIGIDENTI LONGITUDINALI

Il calcolo è stato condotto basandosi sulle proprietà geometriche dei 3 conci di riferimento, utilizzando le formulazioni presentate nelle CNR 10030:

Concio C1:

$$\begin{aligned}
 m_L &= 0.015 (h_w / t_w - 70) = 1.605 \\
 h_w &= 2655 \text{ mm} \\
 t_w^3 &= 3375 \text{ mm}^3 \\
 \eta_1 &= h_1 / h_w = 0.254 \\
 \eta_2 &= h_2 / h_w = 0.442 \\
 \alpha &= a / h_w = 1.88 \\
 \delta &= A_L / (h_w t_w) = 0.100 \\
 I_{min} &= 0.15 m_L \gamma^*_L h_w t_w^3 = 97'077'171 \text{ mm}^4 \\
 I_{act} &= I_0 + A e^2 = 122'550'000 \text{ mm}^4 > I_{min}
 \end{aligned}$$

Concio C2:

$$\begin{aligned}
 m_L &= 0.015 (h_w / t_w - 70) = 2.250 \\
 h_w &= 2640 \text{ mm} \\
 t_w^3 &= 1728 \text{ mm}^3 \\
 \eta_1 &= h_1 / h_w = 0.252 \\
 \eta_2 &= h_2 / h_w = 0.441 \\
 \alpha &= a / h_w = 1.89 \\
 \delta &= A_L / (h_w t_w) = 0.126 \\
 I_{min,1} &= 0.15 m_L \gamma^*_L h_w t_w^3 = 69'284'160 \text{ mm}^4 \\
 I_{min,2} &= 0.15 m_L \gamma^*_L h_w t_w^3 = 50'808'384 \text{ mm}^4 \\
 I_{act,1} &= I_0 + A e^2 = 122'550'000 \text{ mm}^4 > I_{min,1} \\
 I_{act,2} &= I_0 + A e^2 = 70'986'667 \text{ mm}^4 > I_{min,2}
 \end{aligned}$$

Concio C3:

$$m_L = 0.015 (h_w / t_w - 70) = 2.237$$

$$h_w = 2630 \text{ mm}$$

$$t_w^3 = 1728 \text{ mm}^3$$

$$\eta_1 = h_1 / h_w = 0.250$$

$$\eta_2 = h_2 / h_w = 0.438$$

$$\alpha = a / h_w = 1.90$$

$$\delta = A_L / (h_w t_w) = 0.127$$

$$I_{min} = 0.15 m_L \gamma^*_{L} h_w t_w^3 = 50'323'480 \text{ mm}^4$$

$$I_{act} = I_0 + A e^2 = 70'986'667 \text{ mm}^4 > I_{min}$$

Il coefficiente γ^*_{L} , infine, è stato determinato attraverso il prospetto 3.2 delle CNR 10030, selezionando le colonne in modo tale da pervenire a una soluzione sicuramente a favore di sicurezza. Nello specifico i valori di riferimento sono i seguenti:

$$\gamma^*_{T} = 28$$

$$\gamma^*_{L, \tau} = 45$$

$$W = 18.5$$

$$\gamma^*_{L, \sigma} = 33$$

10.2 IRRIGIDENTI TRASVERSALI

Il calcolo è stato condotto basandosi sulle proprietà geometriche dei 3 conci di riferimento, utilizzando le formulazioni presentate nelle CNR 10030:

Concio C1:

$$h_w = 2655 \text{ mm}$$

$$t_w^3 = 3375 \text{ mm}^3$$

$$\gamma^*_{T} = 28$$

$$I_{min} = 0.15 \gamma^*_{T} h_w t_w^3 = 37'634'625 \text{ mm}^4$$

Concio C2:

$$h_w = 2640 \text{ mm}$$

$$t_w^3 = 1728 \text{ mm}^3$$

$$\gamma^*_{T} = 28$$

$$I_{min} = 0.15 \gamma^*_{T} h_w t_w^3 = 19'160'064 \text{ mm}^4$$

Concio C3:

$$h_w = 2630 \text{ mm}$$

$$t_w^3 = 1728 \text{ mm}^3$$

$$\gamma^*_T = 28$$

$$I_{min} = 0.15 \gamma^*_T h_w t_w^3 = 19'087'488 \text{ mm}^4$$

I valori calcolati per I_{min} , se confrontati con quelli del paragrafo precedente, sono abbastanza contenuti. Ipotizzando pertanto che, nella configurazione più penalizzante, l'irrigidente trasversale abbia una sezione efficace di 220 x 20 mm:

$$I_{act} = I_o + A e^2 = 70'986'667 \text{ mm}^4 > I_{min}$$

È pertanto lecito concludere che la soluzione progettuale adottata è sicuramente idonea a garantire un comportamento del pannello d'anima compatibile con i requisiti prestazionali indicati nella normativa di riferimento.

11 SCARICHI DELL'IMPALCATO

Di seguito si riporta la pianta dei citati dispositivi congiuntamente alle tabelle riportanti:

- Le specifiche tecniche;
- Le azioni di progetto allo stato limite ultimo SLU e allo stato limite di salvaguardia della vita SLV;
- Gli spostamenti nominali di appoggi e giunti sono computati in osservanza di quanto prescritto nel manuale di progettazione RFI DTC SI PS MA IFS 001 alla sezione 2.5.2.1.5.1;
- I varchi fra ritegni e travi di impalcato sono conformi al manuale di progettazione RFI DTC SI PS MA IFS 001, sezione 2.5.2.1.5.5.

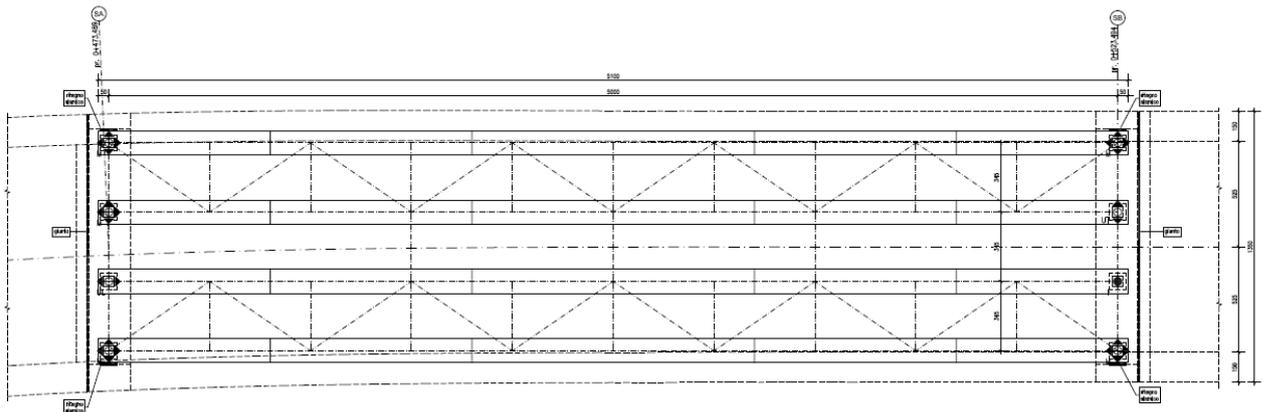


Figura 51 Pianta appoggi e giunti

L'azione sismica su appoggi e ritegni è funzione della massa dell'impalcato. Questa è data dai contributi G_1 e G_2 :

$$M = G_1 + G_2 = (40.5 + 84.38) \times 51 + (23.1 + 16 + 2 + 14 + 2) \times 51 = 6396 + 2912 = 9281 \text{ kN}$$

L'accelerazione sismica allo SLV porge

$$a_{\max}/g = a_g/g S = 0.148 \times 1.482 = 0.219$$

Ne consegue una forza sismica orizzontale complessiva pari a

$$F_{\text{sisma}} = M a_{\max}/g = 9281 \times 0.219 = 2036 \text{ kN}$$

La medesima si ripartisce sui dispositivi d'appoggio e ritegni coerentemente alla configurazione dei medesimi riportata nelle tavole grafiche allegate.

SCARICHI DISPOSITIVI D'APPOGGIO

Fisso (F)		Unidirezionale (UL)		Unidirezionale (UT)		Multi (M)	
N _{V,SLU}	2804	N _{V,SLU}	2804	N _{V,SLU}	2804	N _{V,SLU}	2804
N _{T,SLU}	622	N _{T,SLU}	622	N _{L,SLU}	336	N _{V,SLV}	1161
N _{L,SLU}	336	N _{V,SLV}	1161	N _{V,SLV}	1161	N _{L,SLV}	1018
N _{V,SLV}	1161	N _{T,SLV}	1018	N _{L,SLV}	1018		
N _{T,SLV}	1018						
N _{L,SLV}	1018						
Ritegni trasversali		Ritegni longitud.					
N _{T,SLV}	1018	N _{L,SLV}	509				

Figura 52 Dispositivi d'appoggio, ritegni e giunti: scarichi e spostamenti

Gli spostamenti nominali di appoggi e giunti sono computati in osservanza di quanto prescritto nel manuale di progettazione RFI DTC SI PS MA IFS 001 alla sezione 2.5.2.1.5.

In direzione longitudinale si ha:

$$E_L = k_1 \cdot (E_1 + E_2 + E_3) = k_1 \cdot (2 \cdot D_t + 4 \cdot d_{Ed} \cdot k_2 + 2 \cdot d_{eg})$$

Ove:

$E_1 =$ spostamento dovuto alla variazione termica uniforme;

$E_2 =$ spostamento dovuto alla risposta della struttura all'azione sismica;

$E_3 =$ spostamento dovuto all'azione sismica fra le fondazioni di strutture non collegate;

$k_1 =$ 0,45 coefficiente che tiene conto della non contemporaneità dei valori massimi corrispondenti a ciascun evento singolo;

$k_2 =$ 0,55 coefficiente legato alla probabilità di moto in controfase di due pile adiacenti;

$d_{Ed} =$ è lo spostamento relativo totale tra le parti, pari allo spostamento d_E prodotto dall'azione sismica di progetto, calcolato come indicato nel paragrafo 7.3.3.3 del DM 14.1.2008 che di seguito si riporta.

$$E_L = 0.45 (18+0+110) = 58 \text{ mm}$$

Deve comunque aversi

$$E_L = \max(E_1; E_2; E_3; 2.30 L / 1000 + 0.073; 0.10 \text{ m}) = \max(18; 0.0; 110; 190; 100 \text{ mm}) = 190 \text{ mm}$$

Ne consegue che appoggi e giunti devono garantire un escursione totale pari a 190 mm.

I varchi fra ritegni e travi di impalcato sono conformi al manuale di progettazione RFI DTC SI PS MA IFS 001, sezione 2.5.2.1.5.5.

Il ritegno sismico longitudinale dovrà essere disposto ad una distanza, dal bordo della trave supportata dal vincolo mobile, pari a

$$V - V_0/2 = E_L/2 + V_0 - V_0/2 = 190/2 + 20 - 20/2 = 105 \text{ mm}$$

La superficie di potenziale contatto fra trave e ritegno sismico dovrà essere rivestita con un cuscinetto di neoprene armato e di spessore opportuno; la distanza fra il cuscinetto di neoprene e la superficie della trave dovrà essere limitata a $5 \text{ mm} \pm 2 \text{ mm}$ per i ritegni trasversali e quelli longitudinali lato appoggio fisso, mentre per i ritegni longitudinali su appoggio mobile essa dovrà essere pari a

$$E_L/2 + 10 \text{ mm} = 190/2 + 10 = 105 \text{ mm}$$

con tolleranza $\pm 2 \text{ mm}$.

VERIFICHE SOLETTA

La soletta d'impalcato si realizza in CA e presenta uno spessore variabile sulla base del quale viene valutato il peso proprio della stessa.

Il calcolo delle sollecitazioni si effettua conservativamente modellando la medesima come trave continua di sezione $100 \times 25 \text{ cm}^2$. I carichi mobili da traffico veicolare sono stati applicati previa analisi delle rispettive linee di influenza. Ciò ha consentito di massimizzare le sollecitazioni nelle sezioni significative ai fini del dimensionamento della struttura. Si considerano i carichi da urto sulle barriere in accordo a quanto specificato nel DM08.

Di seguito se ne riportano le verifiche.

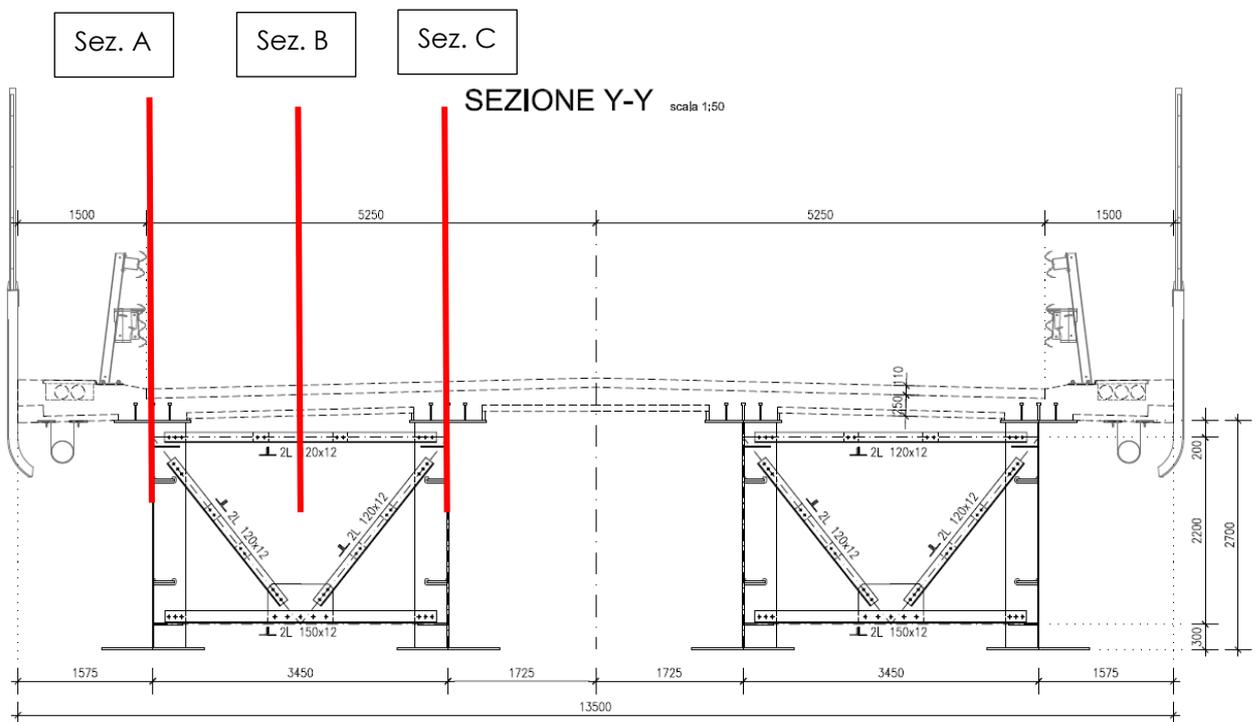


Figura 53 Sezioni di verifica

La soletta è interessata dai carichi variabili da traffico veicolare coerenti agli schemi di carico 1 e 2 descritti nel DM08 alla sezione 5.1.3.3.5. I carichi da traffico veicolare sono implementati nel modello di calcolo FEM come azioni mobili "Load Path": si definisce la configurazione del carico ed il percorso geometrico seguito dal medesimo lungo le corsie convenzionali dell'impalcato. Il software, previa definizione delle linee di influenza, determina di volta in volta la disposizione dei carichi che massimizza le sollecitazioni nelle sezioni oggetto di analisi.

	MIN	MAX
M(kg.cm)	-3,579109 x 10 ⁷	1,825152 x 10 ⁸
	[Bm:46]	[Bm:9]

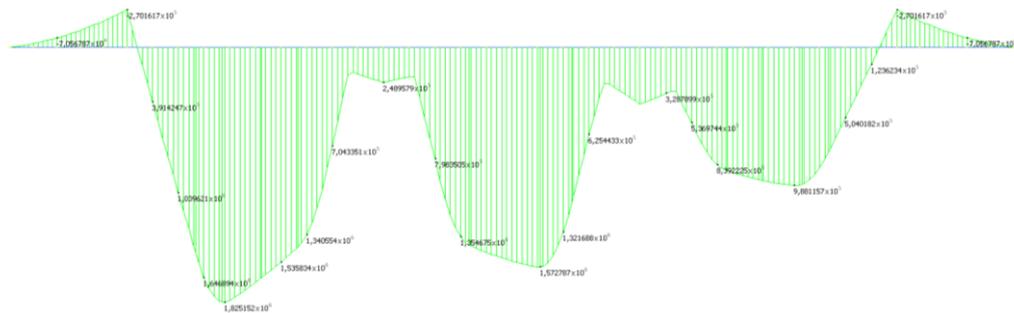


Figura 54 Sollecitazioni flettenti **SLU** momento positivo

	MIN	MAX
M(kg.cm)	-1,720881 x 10 ⁷	-1,800000 x 10 ⁷
	[Bm:2]	[Bm:5]

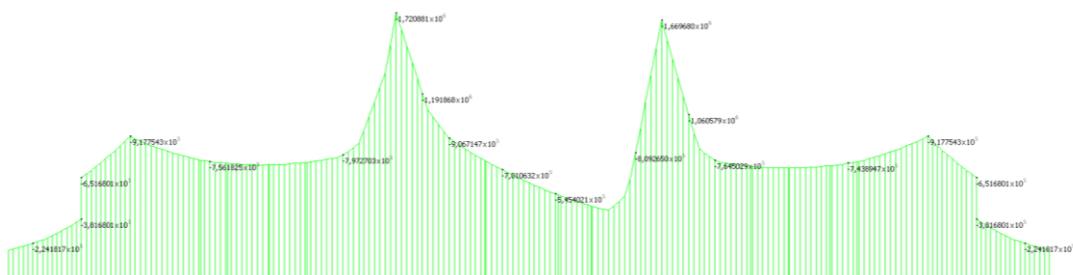


Figura 55 Sollecitazioni flettenti **SLU** momento negativo

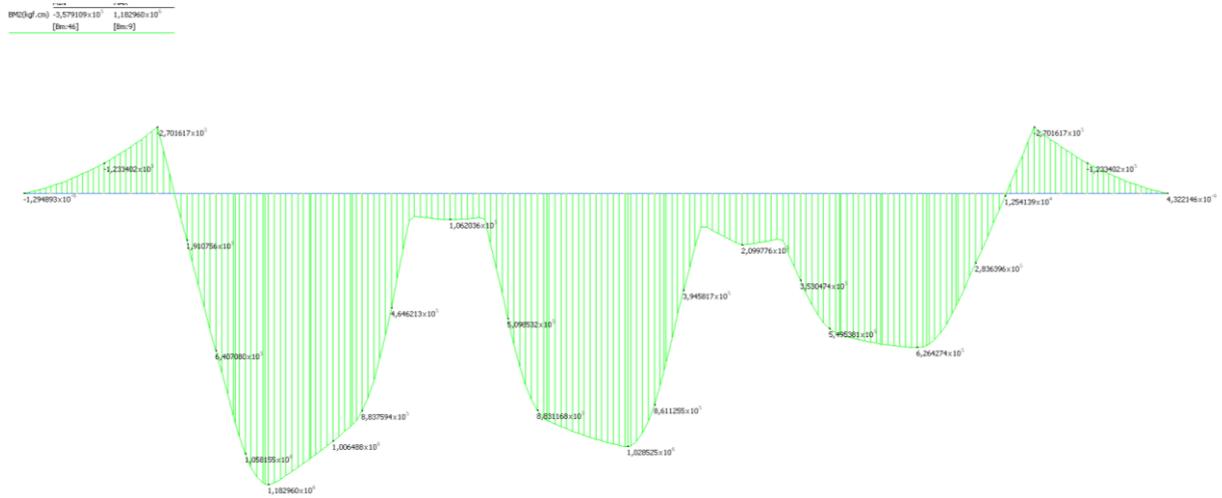


Figura 56 Sollecitazioni flettenti **esecizio** momento positivo

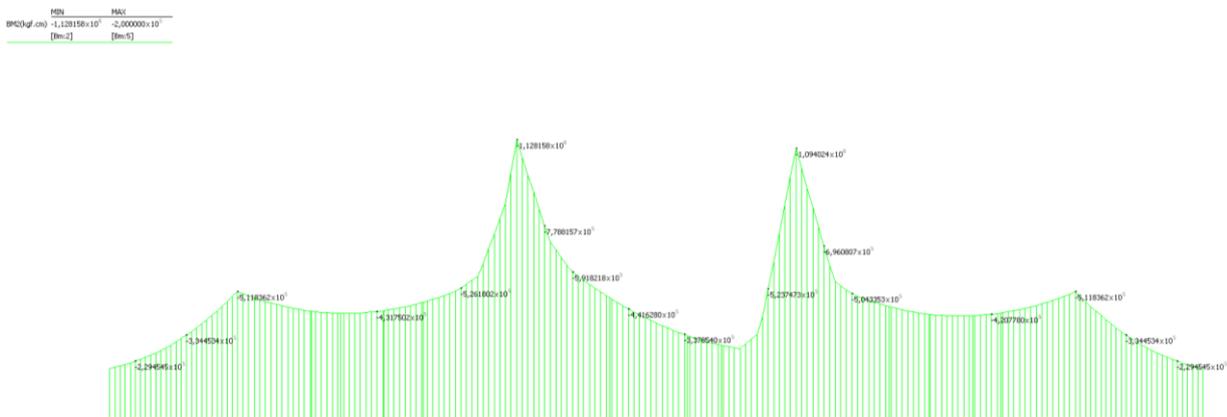


Figura 57 Sollecitazioni flettenti **esecizio** momento negativo

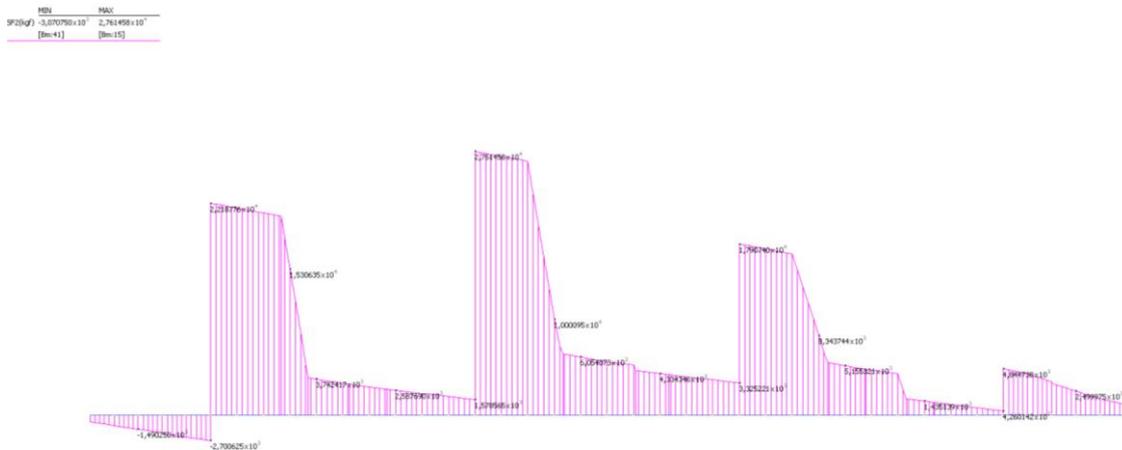
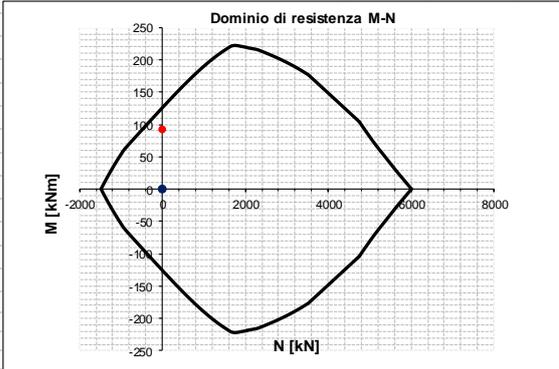


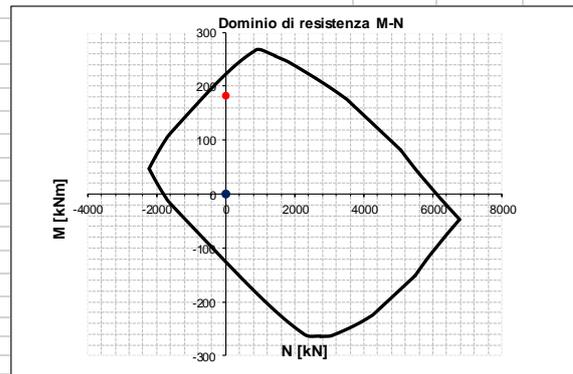
Figura 58 Sollecitazioni taglianti **SLU**

R20171214_Sezione_A

INPUT				OUTPUT			
SOLLECITAZIONI DI VERIFICA				VERIFICHE IN ESERCIZIO			
Combinazione	N_{Sd} [kN]	M_{Sd} [kNm]	V_{Sd} [kN]	Verifica Tensionale			σ limit
SLE Quasi Permanente	0.0	51.2	-	Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	α _c [Mpa] = 7.46	14.400	
SLE Frequente	0.0	51.2	-	Calcestruzzo SLE Rara	α _c [Mpa] = 7.46	19.200	
SLE Rara	0.0	51.2	-	Acciaio SLE Rara	α _s [Mpa] = 168.94	360.000	
SLU	0.0	91.7	221.8	Verifica di fessurazione			w limit
SLV	0.0	0.0	0.0	Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] = 0.162	0.200	
				Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] = 0.140	0.300	
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.				VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO			
Geometria della sezione				Sollecitazioni di progetto			
Base (ortogonale al Taglio)		B [cm]	100	Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)		V _{Sd} [kN]	221.8
Altezza (parallela al Taglio)		H [cm]	25	Sforzo Normale concomitante al massimo taglio		N _{Sd} [kN]	0.0
Altezza utile della sezione		d [cm]	19	Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica			
Area di calcestruzzo		A _c [cm ²]	2500	Resistenza di progetto senza armatura specifica		V _{Rd1} [kN]	144.28
				Coefficiente di sicurezza		V _{Rd1} /V _{Sd}	0.65
Armatura longitudinale tesa				Verifica di resistenza dell'armatura specifica			
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO			
Numero Barre	n	5	0	0	CoTan(θ) di progetto		cotan(θ) 2.5
Diametro	φ [mm]	22	0	0	Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls		V _{Rd2} (θ) [kN] 556
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	6.1	0.0	0.0	Resistenza a taglio dell'armatura		V _{Rd3} (θ) [kN] 320
Area strato	As [cm ²]	19.01	0.00	0.00	Resistenza a taglio di progetto		V _{Rd} [kN] 320
Rapporto di armatura	ρ [%]	1.006%			Coefficiente di sicurezza		V _{Rd} /V _{Sd} 1.44
Armatura longitudinale compressa				VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE			
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO			
Numero Barre	n	5	0	0	Sollecitazioni di progetto		
Diametro	φ [mm]	22	0	0	Momento sollecitante	M _{Sd} [kNm]	91.7 0.0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	6.1	0.0	0.0	Sforzo Normale concomitante	N _{Sd} [kN]	0.0 0.0
Area strato	As' [cm ²]	19.01	0.00	0.00	Verifica di resistenza in termini di momento		
Rapporto di armatura	ρ' [%]	1.006%			Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	126.4 126.4
					Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{Sd}	1.38 -
Armatura trasversale				Verifica di resistenza in termini di sforzo normale			
		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	- -
Diametro	φ [mm]	14	0	0	Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{Sd}	- -
Numero bracci	n _{bi}	2.5	0	0			
Passo	s _w [cm]	20	0	0			
Inclinazione	α [deg]	90	90	90			
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	19.24	0.00	0.00			
CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI							
Concrete							
Resistenza cubica a compressione		RCK	40				
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione		f _{ck} [Mpa]	32.00				
Resistenza cilindrica media a compressione		f _{cm} [Mpa]	40.00				
Resistenza media a trazione per flessione		f _{ctm} [Mpa]	3.02				
Resistenza caratteristica a trazione per flessione		f _{ctk} [Mpa]	2.12				
Resistenza di progetto a compressione		f _{cd} [Mpa]	18.13				
Resistenza di progetto delle bielle compresse		f _{cd} [Mpa]	9.49				
Acciaio							
Resistenza di progetto a snervamento		f _{yd} [Mpa]	391.30				

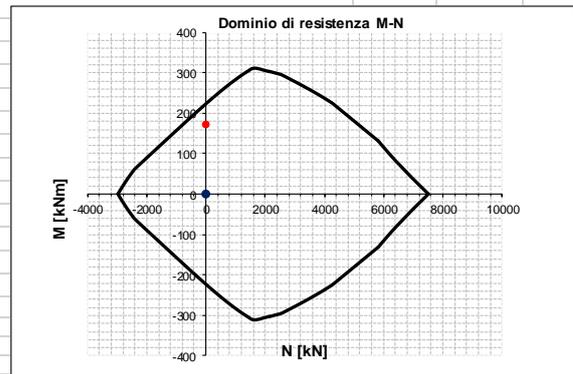
R20171214_Sezione_B

INPUT				OUTPUT			
SOLLECITAZIONI DI VERIFICA				VERIFICHE IN ESERCIZIO			
Combinazione	N_{Sd} [kN]	M_{Sd} [kNm]	V_{Sd} [kN]				σ limit
SLE Quasi Permanente	0.0	118.2	-	Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] =	13.56	14.400
SLE Frequente	0.0	118.2	-	Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] =	13.56	19.200
SLE Rara	0.0	118.2	-	Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] =	204.09	360.000
SLU	0.0	182.5	0.0				w limit
SLV	0.0	0.0	0.0	Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] =	0.187	0.200
				Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] =	0.172	0.300
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.				VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO			
Geometria della sezione				Sollecitazioni di progetto			
Base (ortogonale al Taglio)		B [cm]	100	Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{Sd} [kN]	0.0	
Altezza (parallela al Taglio)		H [cm]	25	Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{Sd} [kN]	0.0	
Altezza utile della sezione		d [cm]	19	Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica			
Area di calcestruzzo		A _c [cm ²]	2500	Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	181.44	
Armatura longitudinale tesa				Coefficiente di sicurezza			
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	V _{Rd1} /V _{Sd}	-	
Numero Barre	n	10	0	0	Verifica di resistenza dell'armatura specifica		
Diametro	φ [mm]	22	0	0	CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2.5
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	6.1	0.0	0.0	Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	-
Area strato	As [cm ²]	38.01	0.00	0.00	Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	-
Rapporto di armatura	ρ [%]	2.011%			Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	-
Armatura longitudinale compressa				Coefficiente di sicurezza			
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	V _{Rd} /V _{Sd}	-	
Numero Barre	n	5	0	0	VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE		
Diametro	φ [mm]	22	0	0	Sollecitazioni di progetto		
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	6.1	0.0	0.0	Momento sollecitante	M _{Sd} [kNm]	182.5 0.0
Area strato	As' [cm ²]	19.01	0.00	0.00	Sforzo Normale concomitante	N _{Sd} [kN]	0.0 0.0
Rapporto di armatura	ρ' [%]	1.006%			Verifica di resistenza in termini di momento		
Armatura trasversale				1° TIPO 2° TIPO 3° TIPO			
Diametro	φ [mm]	0	0	0	Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	222.9 222.9
Numero bracci	n _{bi}	2.5	0	0	Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{Sd}	1.22 -
Passo	s _w [cm]	20	0	0	Verifica di resistenza in termini di sforzo normale		
Inclinazione	α [deg]	90	90	90	Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	- -
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	0.00	0.00	0.00	Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{Sd}	- -
CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI							
Concrete							
Resistenza cubica a compressione		RCK	40				
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione		f _{ck} [Mpa]	32.00				
Resistenza cilindrica media a compressione		f _{cm} [Mpa]	40.00				
Resistenza media a trazione per flessione		f _{ctm} [Mpa]	3.02				
Resistenza caratteristica a trazione per flessione		f _{ctk} [Mpa]	2.12				
Resistenza di progetto a compressione		f _{cd} [Mpa]	18.13				
Resistenza di progetto delle bielle compresse		f _{cd'} [Mpa]	9.49				
Acciaio							
Resistenza di progetto a snervamento		f _{yd} [Mpa]	391.30				



R20171214_Sezione_C

INPUT				OUTPUT					
SOLLECITAZIONI DI VERIFICA				VERIFICHE IN ESERCIZIO					
Combinazione	N_{Sd} [kN]	M_{Sd} [kNm]	V_{Sd} [kN]				σ limit		
SLE Quasi Permanente	0.0	112.8	-	Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] =	11.91	14.400		
SLE Frequente	0.0	112.8	-	Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] =	11.91	19.200		
SLE Rara	0.0	112.8	-	Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] =	197.69	360.000		
SLU	0.0	172.1	276.1				w limit		
SLV	0.0	0.0	0.0	Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] =	0.181	0.200		
				Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] =	0.164	0.300		
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.				VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO					
Geometria della sezione				Sollecitazioni di progetto					
Base (ortogonale al Taglio)		B [cm]	100	Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{Sd} [kN]		276.1		
Altezza (parallela al Taglio)		H [cm]	25	Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{Sd} [kN]		0.0		
Altezza utile della sezione		d [cm]	19	Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica					
Area di calcestruzzo		A _c [cm ²]	2500	Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]		181.44		
Armatura longitudinale tesa				Coefficiente di sicurezza					
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	V _{Rd1} /V _{Sd}		0.66		
Numero Barre	n	10	0	0	Verifica di resistenza dell'armatura specifica				
Diametro	φ [mm]	22	0	0	CoTan(θ) di progetto		cotan(θ) 2.5		
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	6.1	0.0	0.0	Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	556		
Area strato	As [cm ²]	38.01	0.00	0.00	Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	320		
Rapporto di armatura	ρ [%]	2.011%			Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	320		
Armatura longitudinale compressa				Coefficiente di sicurezza					
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	V _{Rd} /V _{Sd}		1.16		
Numero Barre	n	10	0	0	VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE				
Diametro	φ [mm]	22	0	0	Sollecitazioni di progetto				
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	6.1	0.0	0.0	Momenta sollecitante	M _{Sd} [kNm]	172.1	0.0	
Area strato	As' [cm ²]	38.01	0.00	0.00	Sforzo Normale concomitante	N _{Sd} [kN]	0.0	0.0	
Rapporto di armatura	ρ' [%]	2.011%			Verifica di resistenza in termini di momento				
Armatura trasversale				1° TIPO				2° TIPO	3° TIPO
Diametro	φ [mm]	14	0	0	Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	223.2	223.2	
Numero bracci	n _{bi}	2.5	0	0	Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{Sd}	1.30	-	
Passo	s _w [cm]	20	0	0	Verifica di resistenza in termini di sforzo normale				
Inclinazione	α [deg]	90	90	90	Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-	-	
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	19.24	0.00	0.00	Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{Sd}	-	-	
CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI									
Concrete									
Resistenza cubica a compressione		RCK	40						
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione		f _{ck} [Mpa]	32.00						
Resistenza cilindrica media a compressione		f _{cm} [Mpa]	40.00						
Resistenza media a trazione per flessione		f _{ctm} [Mpa]	3.02						
Resistenza caratteristica a trazione per flessione		f _{ctk} [Mpa]	2.12						
Resistenza di progetto a compressione		f _{cd} [Mpa]	18.13						
Resistenza di progetto delle bielle compresse		f _{cd} [Mpa]	9.49						
Acciaio									
Resistenza di progetto a snervamento		f _{yd} [Mpa]	391.30						



VERIFICHE DALLE

Di seguito si riporta il calcolo delle dalle prefabbricate nella fase 1 di getto della soletta d'impalcato.

GEOMETRIA		
L_{dalla} [mm]	2650	Luce dalla
S_d [mm]	70	Spessore dalla
h_{sez} [mm]	250	Altezza sezione finita
i_t [mm]	600	Interasse traliccio
i_s [mm]	200	Interasse staffe
h_t [mm]	150	Altezza traliccio
b_t [mm]	100	Larghezza traliccio

MATERIALI			
CALCESTRUZZO		ACCIAIO	
f_{ck} [N/mm ²]	32.00	f_{yk} [N/mm ²]	450
R_{ck} [N/mm ²]	40.00	E_s [N/mm ²]	210000
E_{cm} [N/mm ²]	33346	ν_s	1.15
E_{fess} [N/mm ²]	11115	f_{yd} [N/mm ²]	391.30
n_{fess}	18.89		

TRALICCIO					
CORRENTE INF.		CORRENTE SUP.		STAFFE	
N_{barre}	2	N_{barre}	1	ϕ_{barre} [mm]	12
ϕ_{barre} [mm]	14	ϕ_{barre} [mm]	16	A_s [mm ²]	113
A_s [mm ²]	308	A_s [mm ²]	201	$N_{\phi 8}$	0
A_c [mm ²]	42000.00				
$A_{id,s}$ [mm ²]	2530.93				

CARICO	
γ_{CA} [kN/m ³]	25.00
$\gamma_{B,SLU}$	1.35
q_{SLE} [kN/m ²]	6.25
q_{SLU} [kN/m ²]	8.44

SOLLECITAZIONI IN MEZZERIA		
M_{Ed} [kNm]	4.44	Momento flettente
N_{Ed} [kN]	29.63	Azione assiale correnti
VERIFICA RESISTENZA CORRENTE SUP.		
σ_{Ed} [N/mm ²]	147.35	Sigma in compressione
T.L.	0.38	Tasso di lavoro <1
VERIFICA RESISTENZA CORRENTE INF.		
σ_{Ed} [N/mm ²]	96.23	Sigma in trazione
T.L.	0.25	Tasso di lavoro <1

VERIFICA RESISTENZA STAFFA ALL'APPOGGIO		
L_s [mm]	187	Lunghezza staffa
α [°]	36.70	Angolo di proiezione
V_{Ed} [kN]	6.71	Azione tagliante
N_{Ed} [kN]	4.18	Azione assiale di compressione
σ_{Ed} [N/mm ²]	36.99	Sigma in compressione
T.L.	0.09	Tasso di lavoro <1

INSTABILITA' CORRENTE SUP.			INSTABILITA' STAFFE			VERIFICA A DEFORMABILITA'		
N_{Ed} [kN]			N_{Ed} [kN]			y_G [mm]	11	Geometria traliccio
29.63			4.18			y_{CS} [mm]	139	
						y_{Ci} [mm]	11	
E_s [N/mm ²]	γ_{M1}	f_y [N/mm ²]	E_s [N/mm ²]	γ_{M1}	f_y [N/mm ²]	J_t [mm ⁴]	4190955	Mom. inerzia
210000	1.05	450.00	210000	1.05	450.00	f_{max} [mm]	2.7	Freccia max.
						L / f_{max}	969	Rapporto L/f
A [mm ²]	I_{min} [mm ⁴]	L_{cr} [m]	A [mm ²]	I_{min} [mm ⁴]	L_{cr} [m]			
201	3217	0.20	113	1018	0.187			
α (Curva C)	N_{cr} [kN]	λ_s	α (Curva C)	N_{cr} [kN]	λ_s			
0.49	166.69	0.74	0.49	60.28	0.92			
Φ	χ	$N_{b,Rd}$ [kN]	Φ	χ	$N_{b,Rd}$ [kN]			
0.90	0.70	60.48	1.10	0.59	28.51			
T.L.			T.L.					
0.49	VERIFICATO		0.15	VERIFICATO				

12 SPALLE

12.1 CONDIZIONI DI CARICO

Si riportano le condizioni di carico considerate nella modellazione della struttura. I carichi applicati appartengono a due gruppi: il primo è costituito dai carichi dovuti al terreno e al sisma direttamente applicati alla spalla; il secondo gruppo è invece costituito dai carichi derivanti dall'analisi dell'impalcato del ponte che poggia sulle spalle. Le azioni considerate nella progettazione delle spalle del ponte sono quelle definite nel DM08.

12.1.1 Carichi direttamente applicati alla spalla

- **G1: Peso proprio delle strutture**

Massa delle strutture in conglomerato cementizio armato che costituiscono la spalla

- **G2: Carichi permanenti portati**

Massa del volume di terreno contenuto all'intero dei muri della spalla

- **G3: Altre azioni permanenti**

Spinta laterale del volume di terreno contenuto all'intero dei muri della spalla applicata al modello in modo idrostatico

- **Q1: Carichi mobili**

Spinta laterale del carico accidentale agente sul terreno contenuto all'intero dei muri della spalla applicata al modello in modo idrostatico

- **Q6-InerzialeX,Y**

Spinta sismica applicata alle strutture in conglomerato cementizio armato e al terreno imbarcato applicata al modello con una accelerazione pari alla gravità g in direzione orizzontale.

- **Q6-WoodX**

Sovraspinta sismica del terreno su di una struttura interrata che subisce deformazioni molto contenute applicata al modello con una accelerazione pari alla gravità g in direzione orizzontale.

12.1.2 Carichi derivanti dall'impalcato

- **G1: Peso proprio delle strutture**

Forza applicata ai baggioli dovuta al peso proprio delle strutture che costituiscono l'impalcato.

- **G2: Carichi permanenti portati**

Forza applicata ai baggioli dovuta ai carichi permanentemente portati presenti sul ponte.

- **Q1-a,b,c: Carichi mobili**

Forza applicata ai baggioli dovuta alle configurazioni di carico da traffico considerate per il ponte.

- **Q3: Azioni longitudinali di frenamento**

Forza applicata ai baggioni dovuta all'azione longitudinale di frenamento.

- **Q5: Azioni del vento**

Forza applicata ai baggioni dovuta all'azione trasversale trasferita dal vento all'impalcato.

- **Q6-Sisma impalcato X,Y**

Forza applicata ai baggioni dovuta all'azione sismica applicata alle strutture che costituiscono l'impalcato.

12.2 COMBINAZIONI DI CARICO

La determinazione dei valori delle sollecitazioni da utilizzare per l'esecuzione delle verifiche strutturali viene condotta facendo riferimento ai gruppi di azioni ed ai coefficienti di combinazione riportati nel D.M. 14.01.2008. La seguente tabella definisce i gruppi considerati:

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

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

Figura 59 Definizione dei gruppi di azioni per i carichi variabili da traffico

I gruppi 3, 4 e 5 sono relativi alle sole verifiche locali. Si osserva inoltre come i gruppi di tipo 2a e 2b non siano certamente significativi ai fini del calcolo dell'impalcato. Il dimensionamento delle strutture verrà dunque condotto con riferimento gruppo 1.

I coefficienti di combinazione da impiegare nella definizione delle azioni di progetto allo SLU e SLE sono riportati nelle seguenti tabelle:

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.

⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Figura 60 Coefficienti di fattorizzazione dei carichi allo SLU

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
Vento q_s	Vento a ponte scarico	0,6	0,2	0,0
	SLU e SLE		0,0	
	Esecuzione	0,8	----	0,0
Neve q_s	Vento a ponte carico	0,6		
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Temperatura	esecuzione	0,8	0,6	0,5
	T_k	0,6	0,6	0,5

Figura 61 Coefficienti di combinazione delle azioni

12.3 MODELLO DI CALCOLO

Per il calcolo delle sollecitazioni agenti negli elementi strutturali si utilizza il software Straus7.

Il modello utilizzato per effettuare tali analisi consiste in elementi Plate per rappresentare la platea di fondazione e i setti ed in elementi Beam per rappresentare gli elementi che costituiscono i banchi di appoggio dell'impalcato.

Su tali elementi sono applicate le masse non strutturali che simulano l'azione dei pesi propri, dei permanenti portati e degli accidentali. Le immagini seguenti riportano una vista tridimensionale del modello utilizzato per il dimensionamento della struttura.

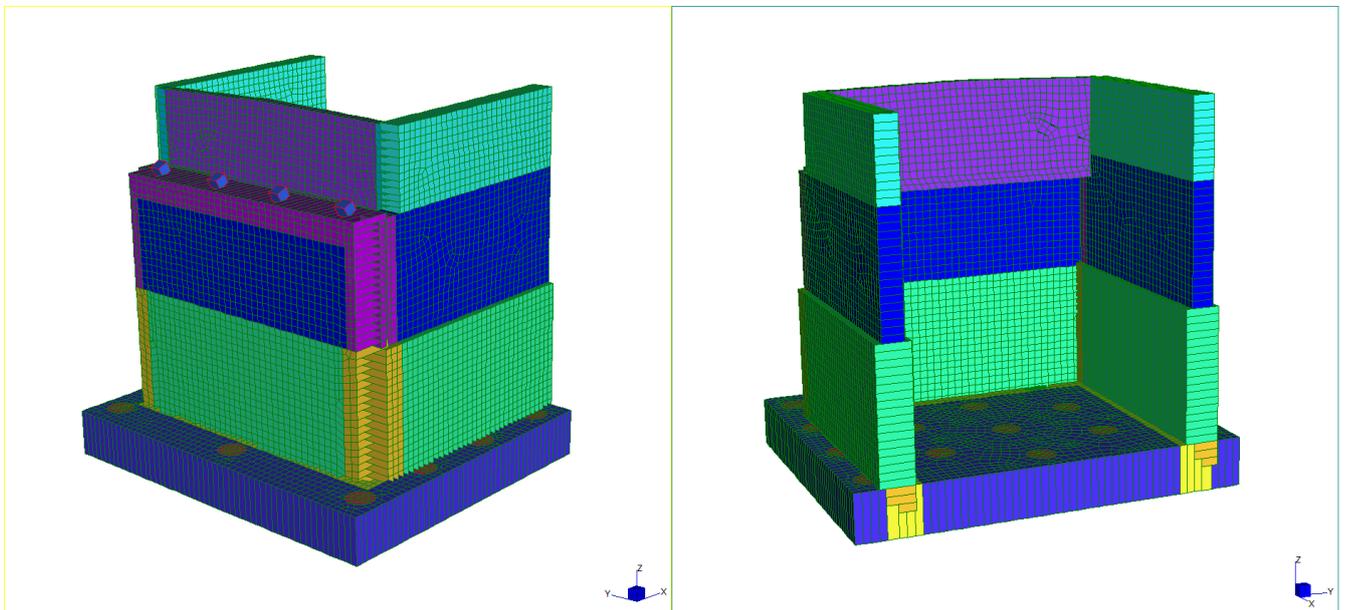


Figura 62 Vista del modello strutturale 3D

12.4 SOLLECITAZIONI

12.4.1 Fondazione

Plate Moment:XX (kN.m/m)

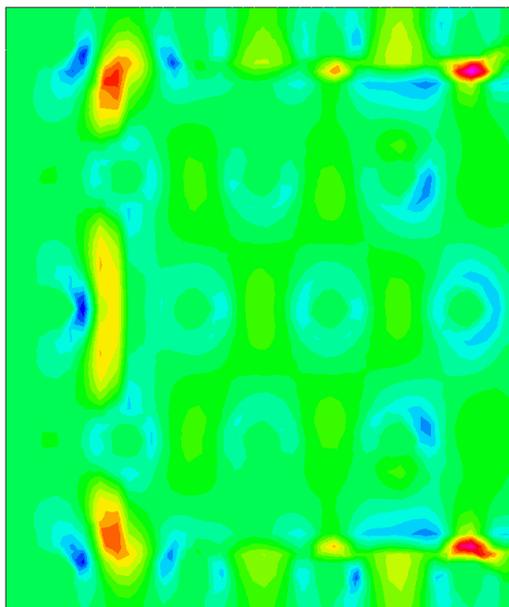
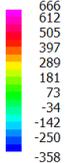


Figura 63 Fondazione: Mxx SLE rara involucro max

Plate Moment:XX (kN.m/m)

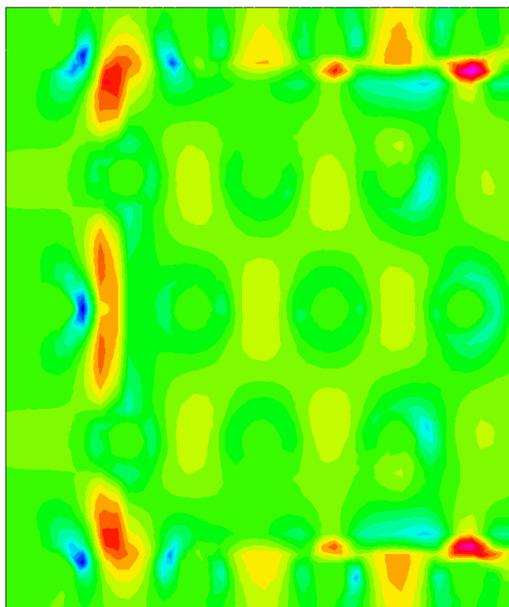
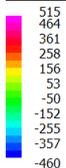


Figura 64 Fondazione: Mxx SLE rara involucro min

Plate Moment:XX (kN.m/m)

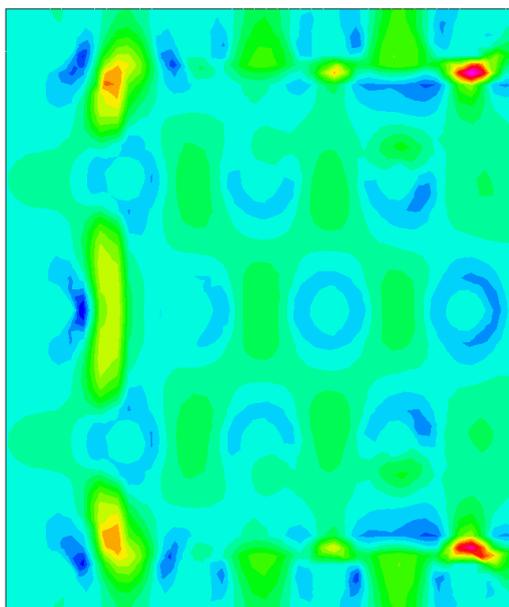
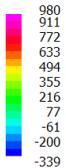


Figura 65 Fondazione: Mxx SLU involucro max

Plate Moment:XX (kN.m/m)

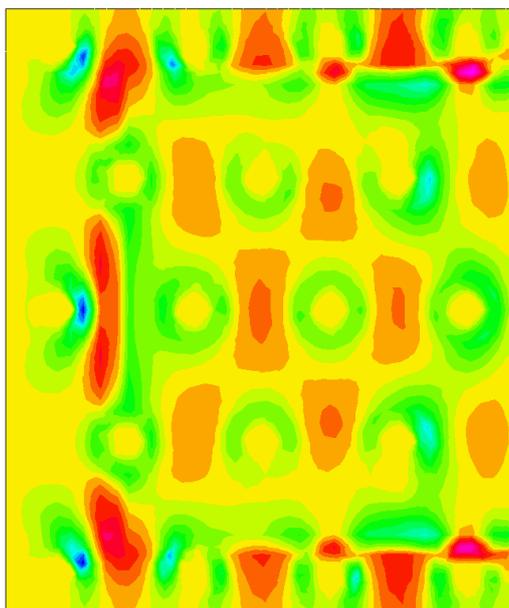
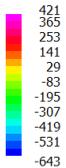


Figura 66 Fondazione: Mxx SLU involucro min

Plate Moment:XX (kN.m/m)

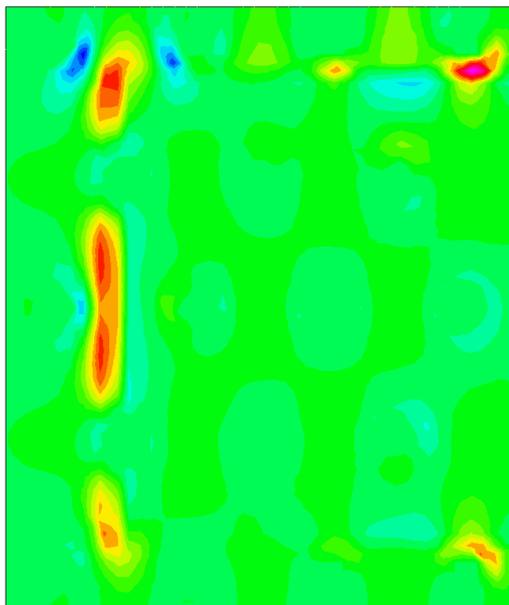
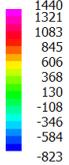


Figura 67 Fondazione: Mxx SLV involucro max

Plate Moment:XX (kN.m/m)

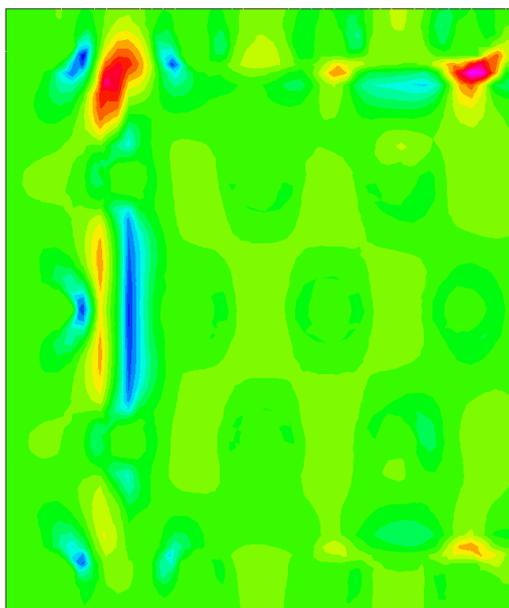
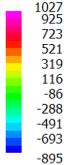


Figura 68 Fondazione: Mxx SLV involucro min

Plate Moment:YY (kN.m/m)

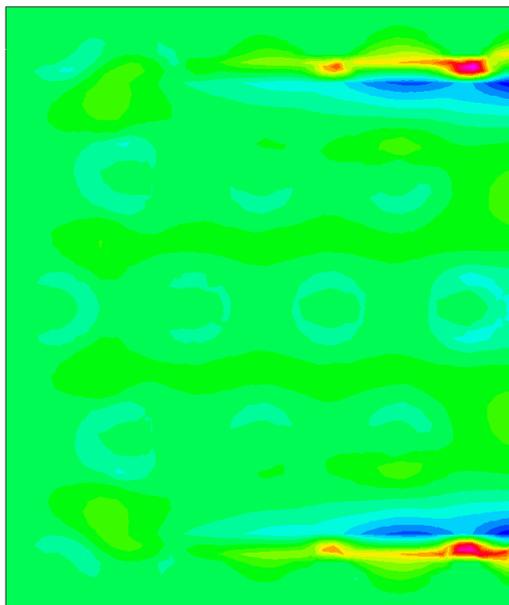
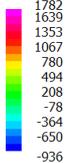


Figura 69 Fondazione: Myy SLE rara involucro max

Plate Moment:YY (kN.m/m)

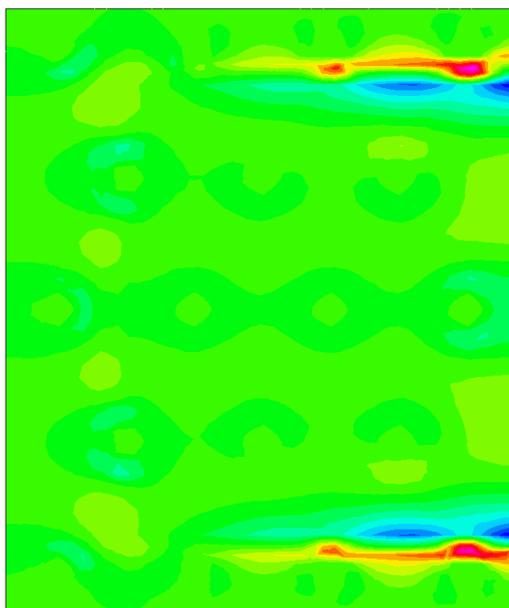
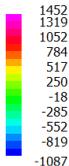


Figura 70 Fondazione: Myy SLE rara involucro min

Plate Moment:YY (kN.m/m)

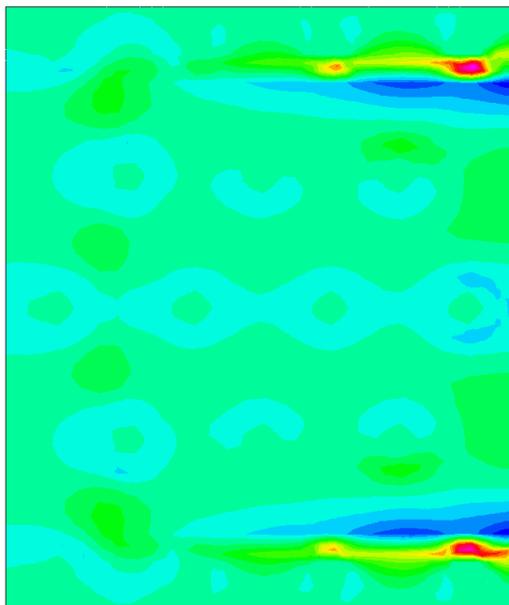
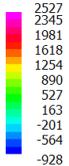


Figura 71 Fondazione: Myy SLU involucro max

Plate Moment:YY (kN.m/m)

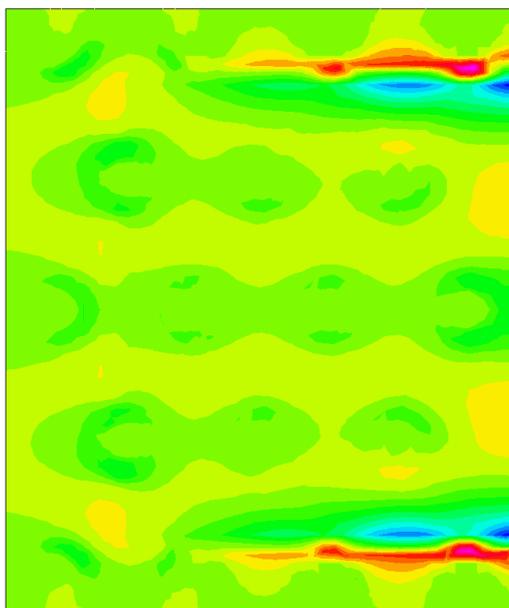
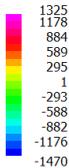


Figura 72 Fondazione: Myy SLU involucro min

Plate Moment:YY (kN.m/m)

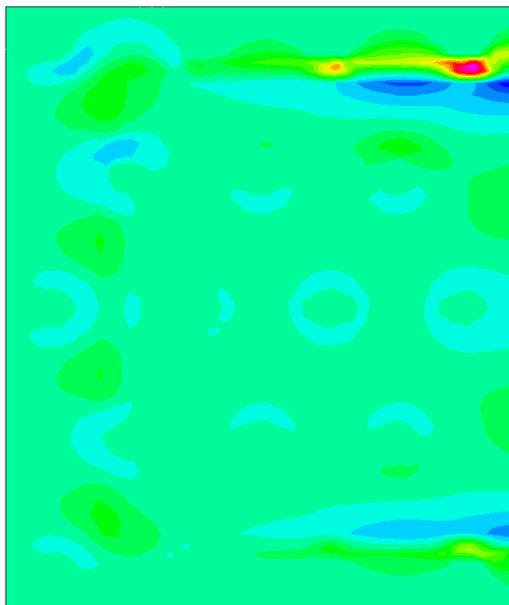
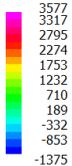


Figura 73 Fondazione: Myy SLV involucro max

Plate Moment:YY (kN.m/m)

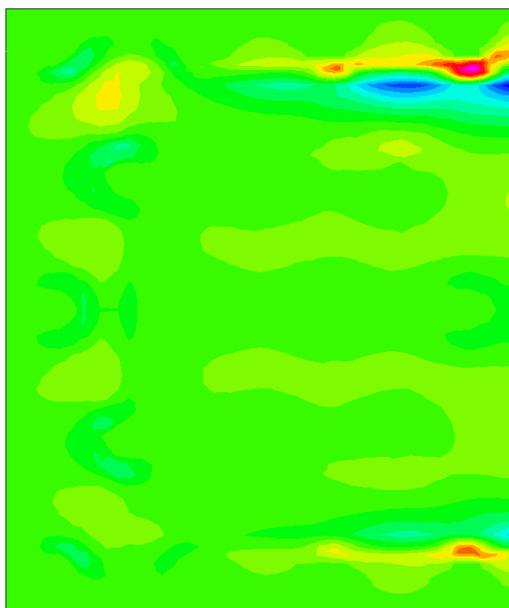
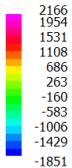


Figura 74 Fondazione: Myy SLV involucro min

12.4.2 Fusto

Plate Moment:YY (kN.m/m)

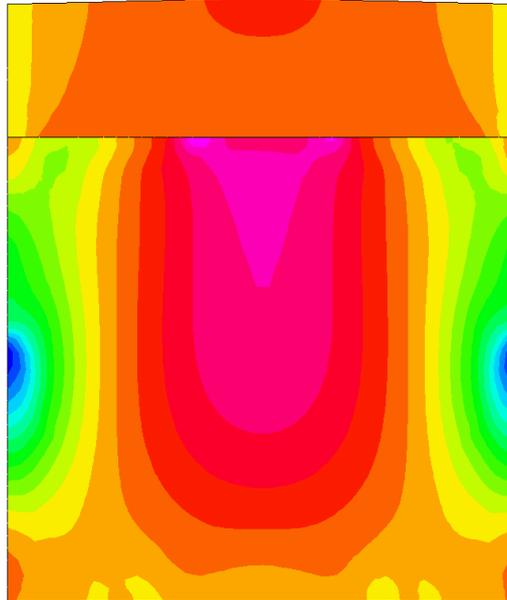
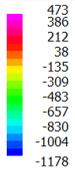


Figura 75 Fusto: Myy SLE rara involucro max

Plate Moment:YY (kN.m/m)

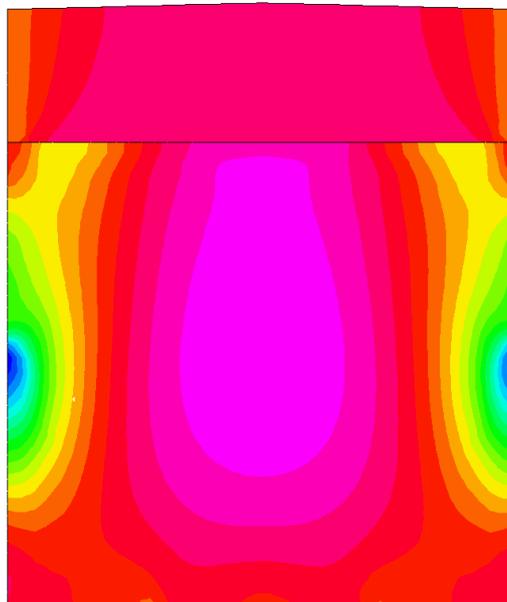
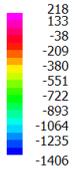


Figura 76 Fusto: Myy SLE rara involucro min

Plate Moment:YY (kN.m/m)

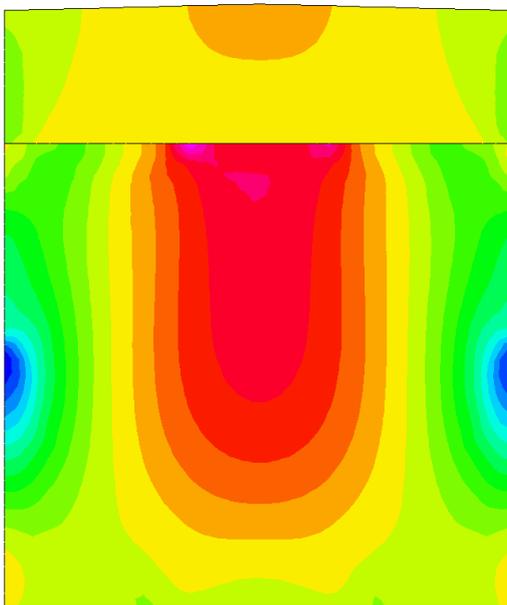
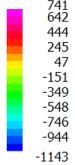


Figura 77 Fusto: Myy SLU involucro max

Plate Moment:YY (kN.m/m)

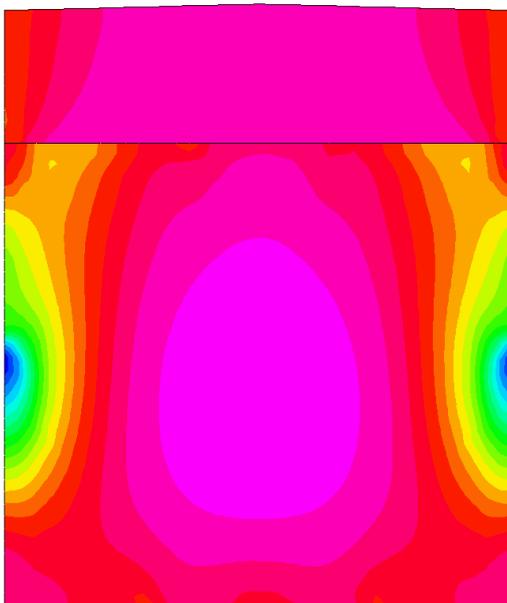
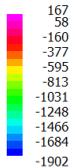


Figura 78 Fusto: Myy SLU involucro min

Plate Moment:YY (kN.m/m)

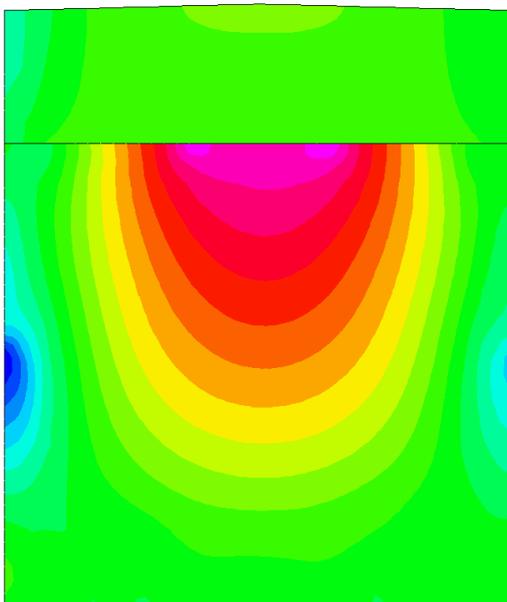
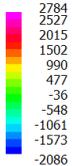


Figura 79 Fusto: Myy SLV involucro max

Plate Moment:YY (kN.m/m)

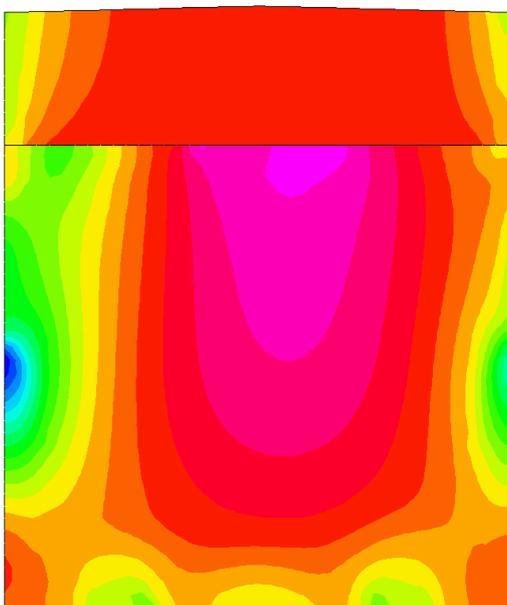
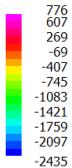


Figura 80 Fusto: Myy SLV involucro min

Plate Moment:ZZ (kN.m/m)

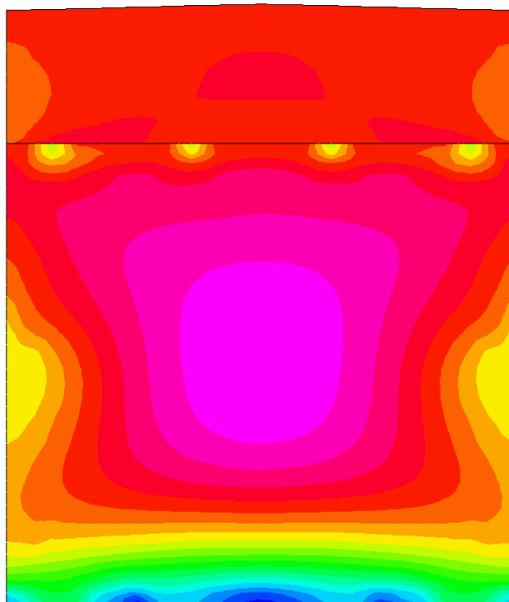
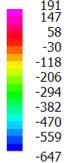


Figura 81 Fusto: Mzz SLE rara involuppo max

Plate Moment:ZZ (kN.m/m)

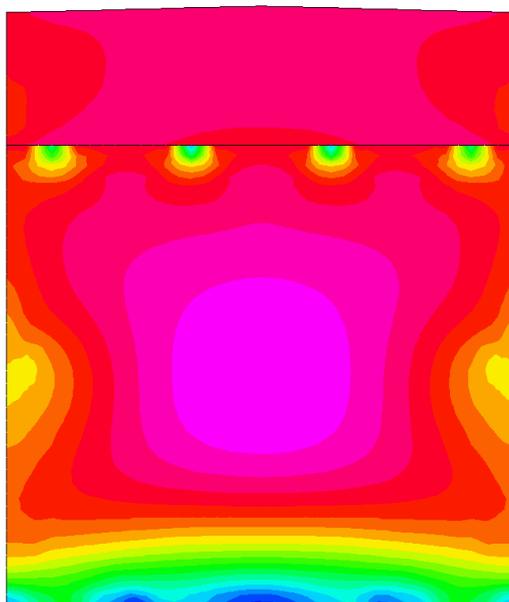
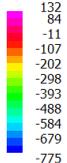


Figura 82 Fusto: Mzz SLE rara involuppo min

Plate Moment:ZZ (kN.m/m)

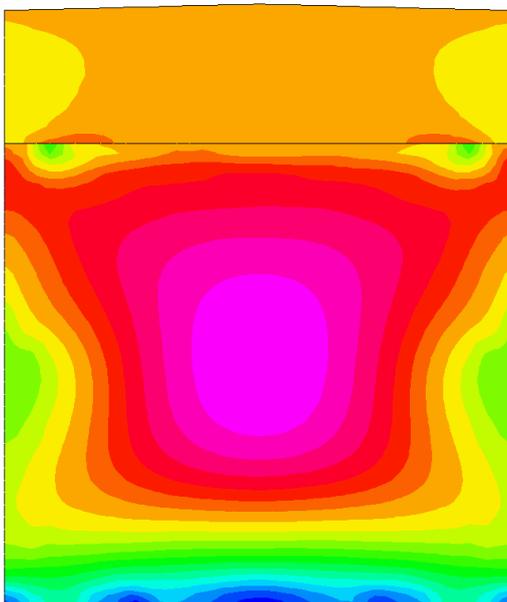
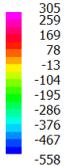


Figura 83 Fusto: Mzz SLU involucro max

Plate Moment:ZZ (kN.m/m)

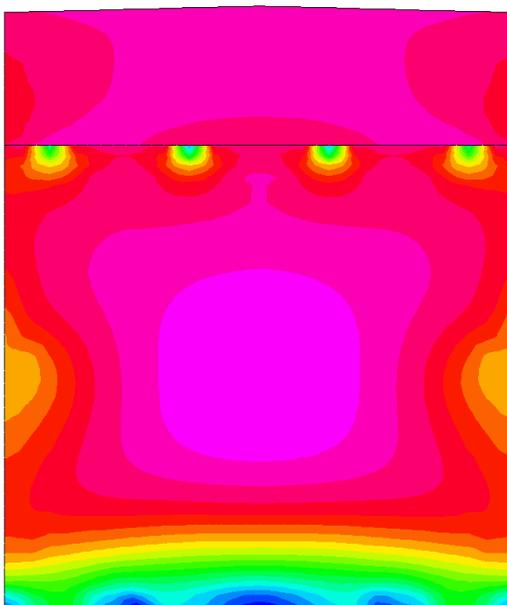
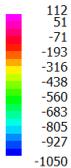


Figura 84 Fusto: Mzz SLU involucro min

Plate Moment:ZZ (kN.m/m)

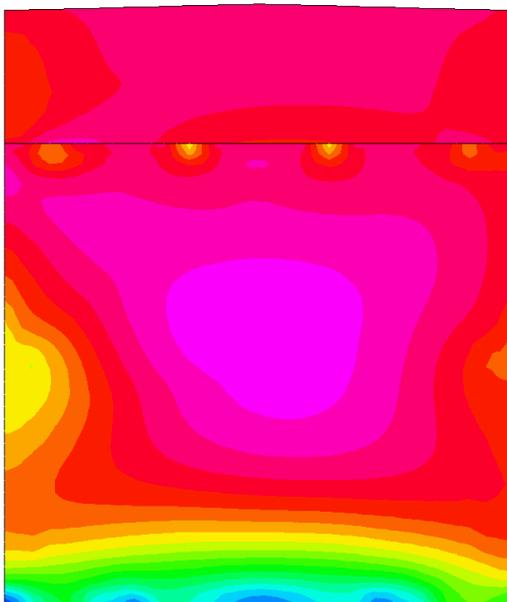
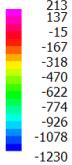


Figura 85 Fusto: Mzz SLV involucro max

Plate Moment:ZZ (kN.m/m)

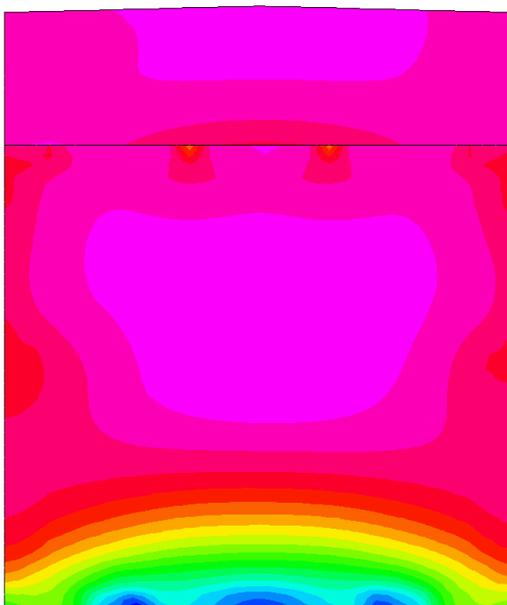
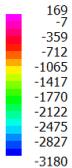


Figura 86 Fusto: Mzz SLV involucro min

12.4.3 Muri d'ala

Plate Moment:XX (kN.m/m)

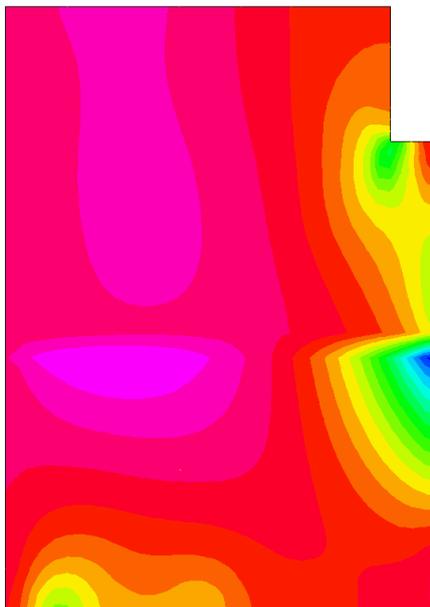
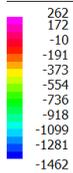


Figura 87 Muri d'ala: Mxx SLE rara involucro max

Plate Moment:XX (kN.m/m)

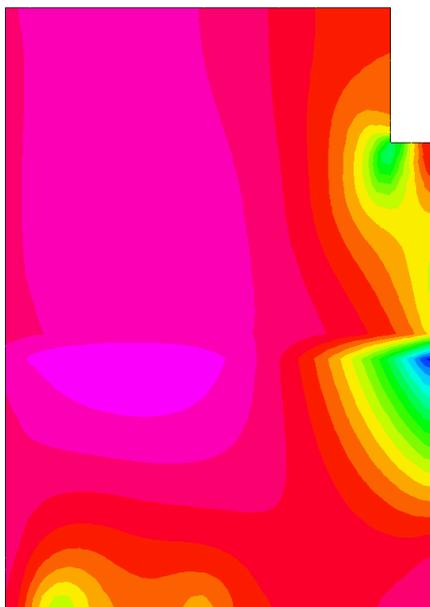
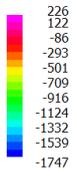


Figura 88 Muri d'ala: Mxx SLE rara involucro min

Plate Moment:XX (kN.m/m)

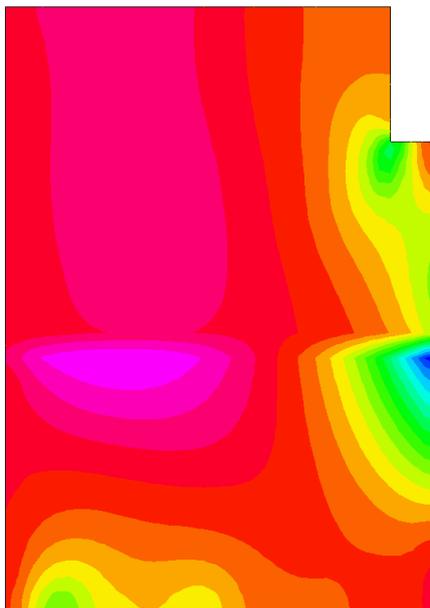
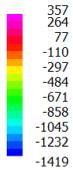


Figura 89 Muri d'ala: Mxx SLU involucro max

Plate Moment:XX (kN.m/m)

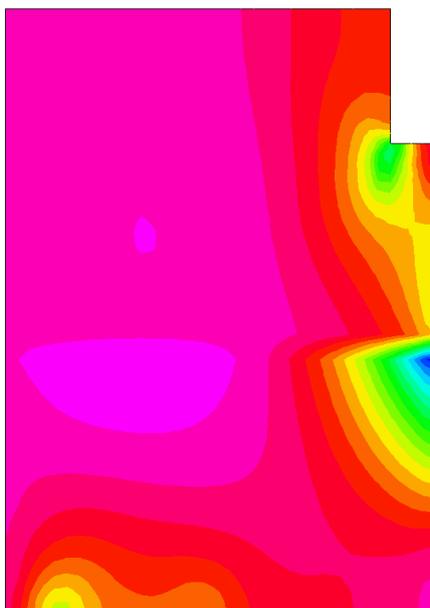
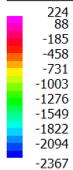


Figura 90 Muri d'ala: Mxx SLU involucro min

Plate Moment:XX (kN.m/m)

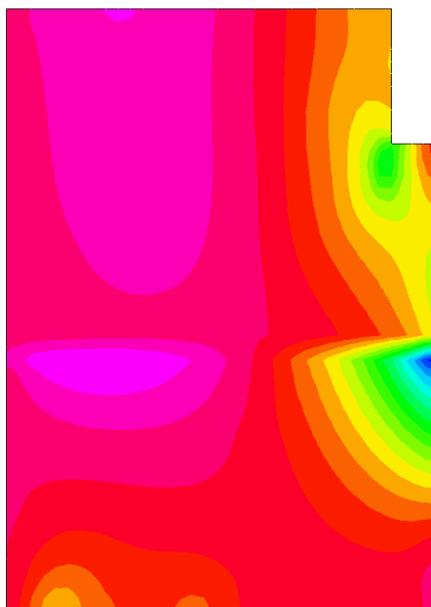
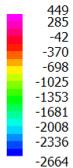


Figura 91 Muri d'ala: Mxx SLV involucro max

Plate Moment:XX (kN.m/m)

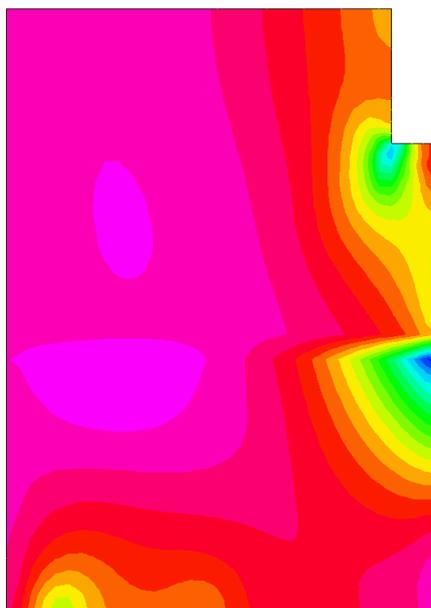
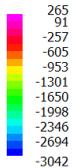


Figura 92 Muri d'ala: Mxx SLV involucro min

Plate Moment:ZZ (kN.m/m)

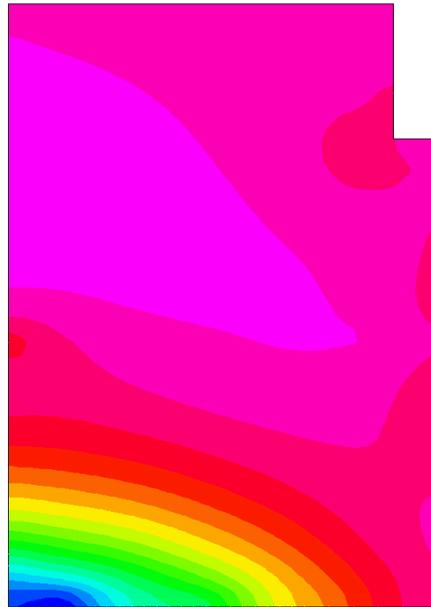
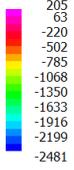


Figura 93 Muri d'ala: Mzz SLE rara involucro max

Plate Moment:ZZ (kN.m/m)

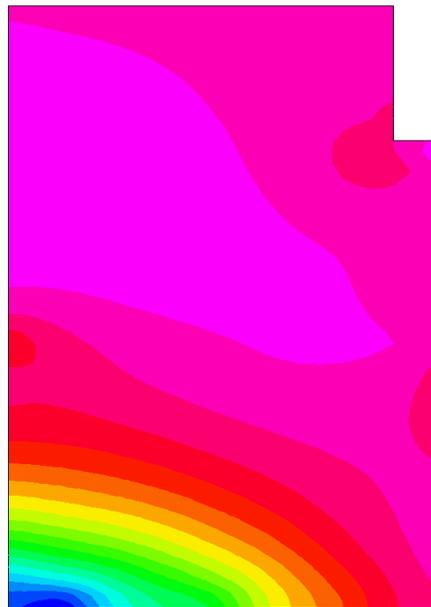
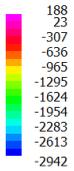


Figura 94 Muri d'ala: Mzz SLE rara involucro min

Plate Moment:ZZ (kN.m/m)

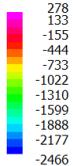


Figura 95 Muri d'ala: Mzz SLU involucro max

Plate Moment:ZZ (kN.m/m)

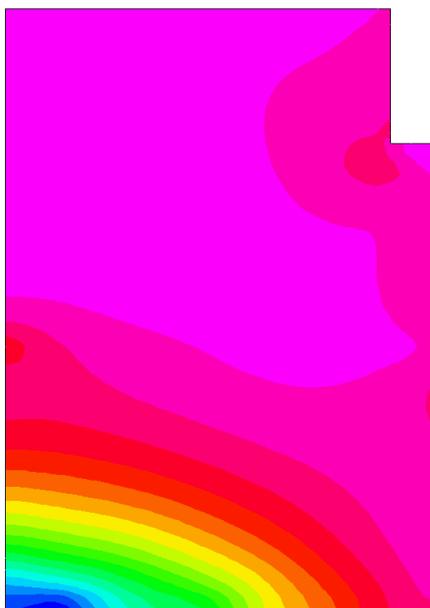
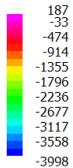


Figura 96 Muri d'ala: Mzz SLU involucro min

Plate Moment:ZZ (kN.m/m)

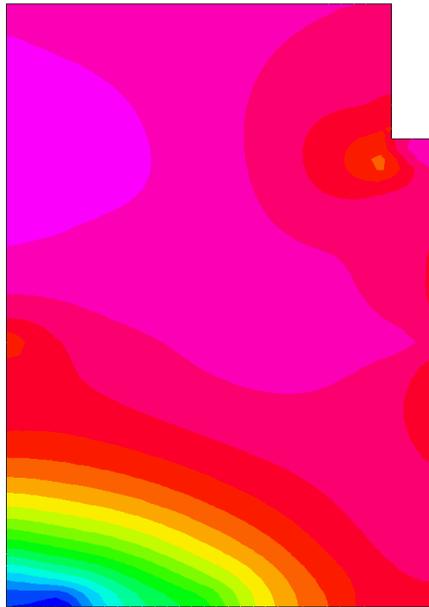
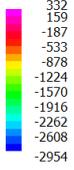


Figura 97 Muri d'ala: Mzz SLV involucro max

Plate Moment:ZZ (kN.m/m)

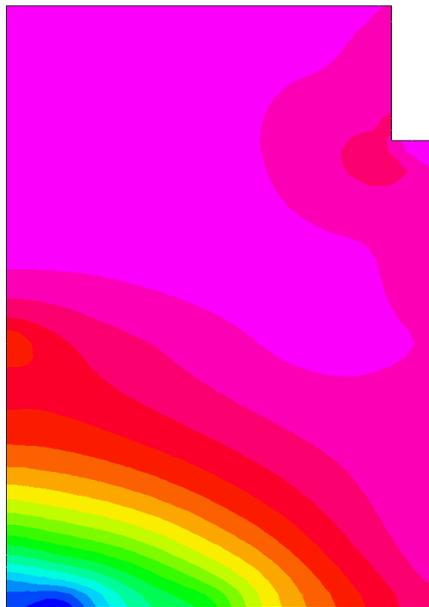
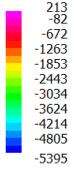


Figura 98 Muri d'ala: Mzz SLV involucro min

12.5 VERIFICHE

Di seguito si riportano le verifiche strutturali con riferimento alle sezioni significative riportate in figura.

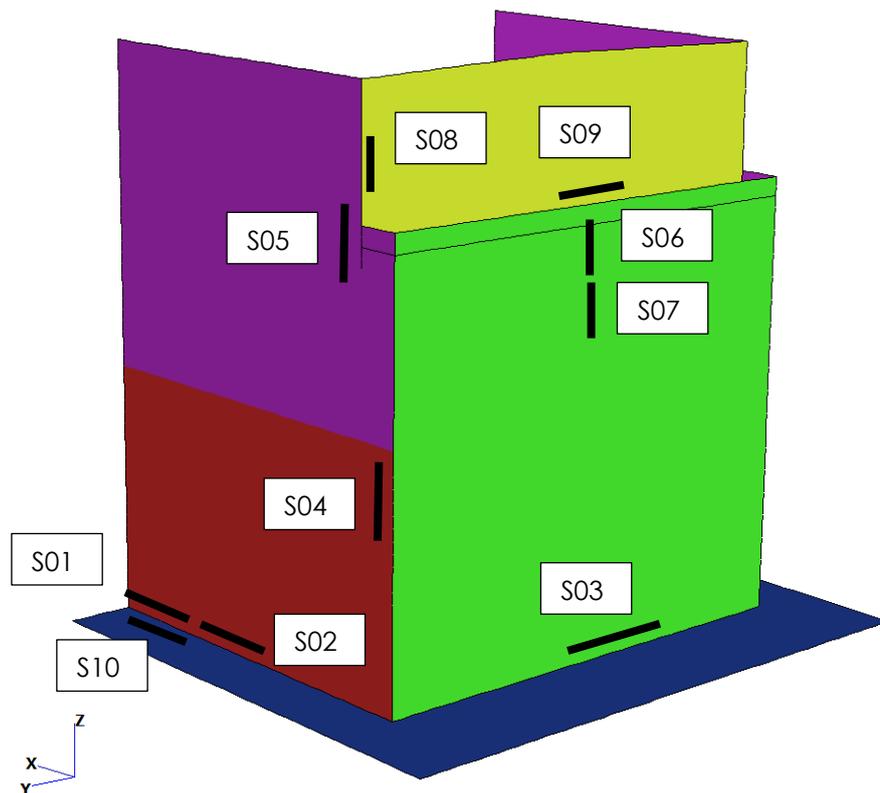
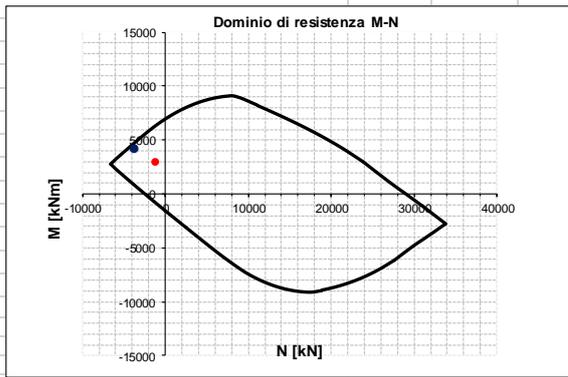


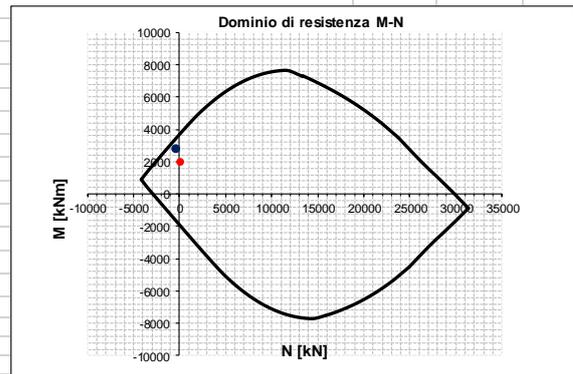
Figura 99 Sezioni di verifica

R20171214_S01

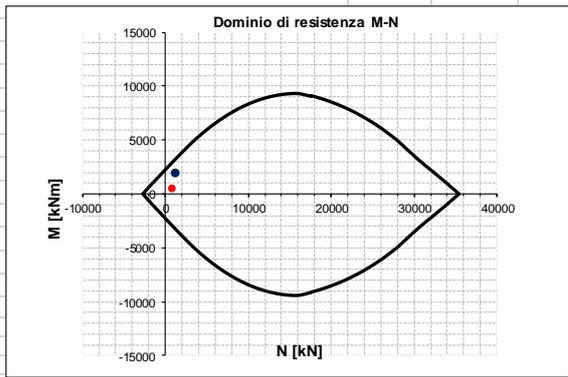
INPUT				OUTPUT				
SOLLECITAZIONI DI VERIFICA				VERIFICHE IN ESERCIZIO				
Combinazione	N_{Sd} [kN]	M_{Sd} [kNm]	V_{Sd} [kN]				σ limit	
SLE Quasi Permanente	511.4	1826.2	-	Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] =	4.49	14.400	
SLE Frequente	776.7	2090.4	-	Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] =	5.13	19.200	
SLE Rara	865.2	2178.5	-	Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] =	160.45	360.000	
SLU	1287.4	2941.6	1087.3				w limit	
SLV	3799.6	4228.6	1331.2	Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] =	0.159	0.200	
				Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] =	0.188	0.300	
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.				VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO				
Geometria della sezione				Sollecitazioni di progetto				
Base (ortogonale al Taglio)		B [cm]	100	Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{Sd} [kN]	1331.2		
Altezza (parallela al Taglio)		H [cm]	150	Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{Sd} [kN]	0.0		
Altezza utile della sezione		d [cm]	138	Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica				
Area di calcestruzzo		A _c [cm ²]	15000	Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	730.36		
Armatura longitudinale tesa				Coefficiente di sicurezza				
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	V _{Rd1} /V _{Sd}	0.55		
Numero Barre	n	10	10	0	Verifica di resistenza dell'armatura specifica			
Diametro	φ [mm]	30	30	0	CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2.5	
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	9.5	15.5	0.0	Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	4048	
Area strato	As [cm ²]	70.69	70.69	0.00	Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	3043	
Rapporto di armatura	ρ [%]	1.028%			Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	3043	
Armatura longitudinale compressa				Coefficiente di sicurezza				
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	V _{Rd} /V _{Sd}	2.29		
Numero Barre	n	5	0	0	VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE			
Diametro	φ [mm]	26	0	0	Sollecitazioni di progetto			
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	9.5	0.0	0.0	Momento sollecitante	M _{Sd} [kNm]	2941.6	
Area strato	As' [cm ²]	26.55	0.00	0.00	Sforzo Normale concomitante	N _{Sd} [kN]	1287.4	
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.193%						
Armatura trasversale				Verifica di resistenza in termini di momento				
		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	SLU	SLV		
Diametro	φ [mm]	16	0	0	Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	6248.9	
Numero bracci	n _{bt}	2.5	0	0	Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{Sd}	2.12	
Passo	s _w [cm]	20	0	0	Verifica di resistenza in termini di sforzo normale			
Inclinazione	α [deg]	90	90	90	SLU	SLV		
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	25.13	0.00	0.00	Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	5767.0	
				Coefficiente di sicurezza				
				N _{Rd} /N _{Sd}				
				4.48				
				1.18				
CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI								
Concrete								
Resistenza cubica a compressione		RCK	40					
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]	32.00						
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]	40.00						
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]	3.02						
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]	2.12						
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]	18.13						
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd'} [Mpa]	9.49						
Acciaio								
Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd} [Mpa]	391.30						

R20171214_S02

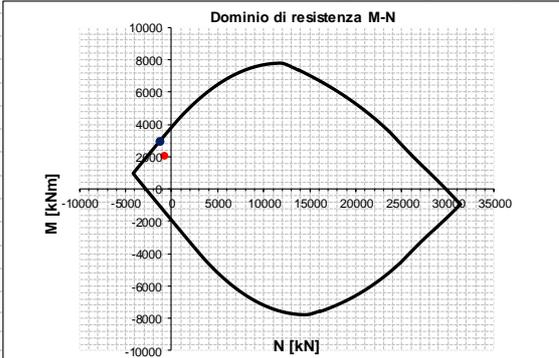
INPUT				OUTPUT			
SOLLECITAZIONI DI VERIFICA				VERIFICHE IN ESERCIZIO			
Combinazione	N_{Sd} [kN]	M_{Sd} [kNm]	V_{Sd} [kN]				σ limit
SLE Quasi Permanente	-233.6	1217.0	-	Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] =	3.97	14.400
SLE Frequente	-188.1	1391.2	-	Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] =	4.67	19.200
SLE Rara	-179.2	1449.2	-	Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] =	149.93	360.000
SLU	-67.3	1957.5	704.6				w limit
SLV	384.0	2839.9	816.9	Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] =	0.000	0.200
				Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] =	0.184	0.300
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.				VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO			
Geometria della sezione				Sollecitazioni di progetto			
Base (ortogonale al Taglio)		B [cm]	100	Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{Sd} [kN]		816.9
Altezza (parallela al Taglio)		H [cm]	150	Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{Sd} [kN]		0.0
Altezza utile della sezione		d [cm]	141	Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica			
Area di calcestruzzo		A _c [cm ²]	15000	Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]		586.34
Armatura longitudinale tesa				Coefficiente di sicurezza			
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	V _{Rd1} /V _{Sd}		0.72
Numero Barre	n	10	0	0	Verifica di resistenza dell'armatura specifica		
Diametro	φ [mm]	30	0	0	CoTan(θ) di progetto		cotan(θ)
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	9.5	0.0	0.0	Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	4137
Area strato	As [cm ²]	70.69	0.00	0.00	Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	1554
Rapporto di armatura	ρ [%]	0.503%			Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	1554
Armatura longitudinale compressa				Coefficiente di sicurezza			
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	V _{Rd} /V _{Sd}		1.90
Numero Barre	n	5	0	0	VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE		
Diametro	φ [mm]	30	0	0	Sollecitazioni di progetto		
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	9.5	0.0	0.0	Momento sollecitante	M _{Sd} [kNm]	1957.5
Area strato	As' [cm ²]	35.34	0.00	0.00	Sforzo Normale concomitante	N _{Sd} [kN]	-67.3
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.252%			Verifica di resistenza in termini di momento		
Armatura trasversale				Verifica di resistenza in termini di sforzo normale			
		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-
Diametro	φ [mm]	16	0	0	Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{Sd}	-
Numero bracci	n _{bt}	2.5	0	0	Verifica di resistenza in termini di momento		
Passo	s _w [cm]	40	0	0	Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	3743.0
Inclinazione	α [deg]	90	90	90	Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{Sd}	1.91
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	12.57	0.00	0.00	Verifica di resistenza in termini di sforzo normale		
CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI				Verifica di resistenza in termini di sforzo normale			
Concrete				Sollecitazioni di progetto			
Resistenza cubica a compressione		RCK	40	Momento sollecitante	M _{Sd} [kNm]	1957.5	2839.9
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione		f _{ck} [Mpa]	32.00	Sforzo Normale concomitante	N _{Sd} [kN]	-67.3	384.0
Resistenza cilindrica media a compressione		f _{cm} [Mpa]	40.00	Verifica di resistenza in termini di momento			
Resistenza media a trazione per flessione		f _{ctm} [Mpa]	3.02	Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	3743.0	3449.7
Resistenza caratteristica a trazione per flessione		f _{ctk} [Mpa]	2.12	Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{Sd}	1.91	1.21
Resistenza di progetto a compressione		f _{cd} [Mpa]	18.13	Verifica di resistenza in termini di sforzo normale			
Resistenza di progetto delle bielle compresse		f _{cd'} [Mpa]	9.49	Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-	1308.1
Acciaio				Coefficiente di sicurezza			
Resistenza di progetto a snervamento		f _{yd} [Mpa]	391.30	N _{Rd} /N _{Sd}		-	3.41



R20171214_S03

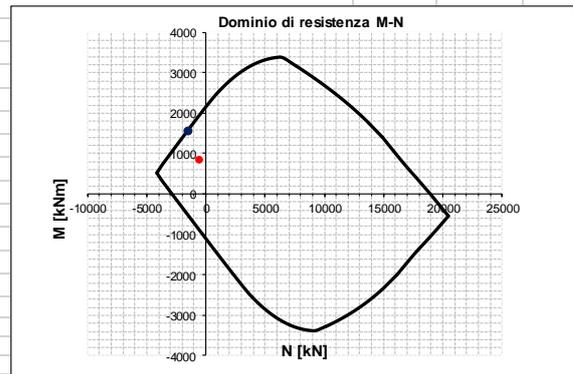
INPUT				OUTPUT			
SOLLECITAZIONI DI VERIFICA				VERIFICHE IN ESERCIZIO			
Combinazione	N_{Sd} [kN]	M_{Sd} [kNm]	V_{Sd} [kN]				σ limit
SLE Quasi Permanente	-787.3	324.8	-	Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	α _c [Mpa] =	0.95	14.400
SLE Frequente	-787.3	391.8	-	Calcestruzzo SLE Rara	α _c [Mpa] =	1.16	19.200
SLE Rara	-787.3	414.1	-	Acciaio SLE Rara	α _s [Mpa] =	5.59	360.000
SLU	-747.3	560.2	417.7				w limit
SLV	-1144.9	1972.9	927.0	Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] =	0.000	0.200
				Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] =	0.000	0.300
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.				VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO			
Geometria della sezione				Sollecitazioni di progetto			
Base (ortogonale al Taglio)		B [cm]	100	Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{Sd} [kN]		927.0
Altezza (parallela al Taglio)		H [cm]	180	Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{Sd} [kN]		-1144.9
Altezza utile della sezione		d [cm]	171	Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica			
Area di calcestruzzo		A _c [cm ²]	18000	Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]		687.76
Armatura longitudinale tesa				Coefficiente di sicurezza			
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	V _{Rd1} /V _{Sd}		0.74
Numero Barre	n	5	0	0	Verifica di resistenza dell'armatura specifica		
Diametro	φ [mm]	30	0	0	CoTan(θ) di progetto		cotan(θ)
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	9.5	0.0	0.0	Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	5196
Area strato	As [cm ²]	35.34	0.00	0.00	Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	1886
Rapporto di armatura	ρ [%]	0.207%			Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	1886
Armatura longitudinale compressa				Coefficiente di sicurezza			
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	V _{Rd} /V _{Sd}		2.03
Numero Barre	n	5	0	0	VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE		
Diametro	φ [mm]	30	0	0	Sollecitazioni di progetto		
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	9.5	0.0	0.0	Momento sollecitante	M _{Sd} [kNm]	560.2
Area strato	As' [cm ²]	35.34	0.00	0.00	Sforzo Normale concomitante	N _{Sd} [kN]	-747.3
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.207%					
Armatura trasversale				Verifica di resistenza in termini di momento			
		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	SLU	SLV	
Diametro	φ [mm]	16	0	0	Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	2906.0
Numero bracci	n _{bt}	2.5	0	0	Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{Sd}	5.19
Passo	s _w [cm]	40	0	0	Verifica di resistenza in termini di sforzo normale		
Inclinazione	α [deg]	90	90	90	SLU	SLV	
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	12.57	0.00	0.00	Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-
				Coefficiente di sicurezza			
				N _{Rd} /N _{Sd}			
				-			
				-			
CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI							
Concrete							
Resistenza cubica a compressione		RCK	40				
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione		f _{ck} [Mpa]	32.00				
Resistenza cilindrica media a compressione		f _{cm} [Mpa]	40.00				
Resistenza media a trazione per flessione		f _{ctm} [Mpa]	3.02				
Resistenza caratteristica a trazione per flessione		f _{ctk} [Mpa]	2.12				
Resistenza di progetto a compressione		f _{cd} [Mpa]	18.13				
Resistenza di progetto delle bielle compresse		f _{cd'} [Mpa]	9.49				
Acciaio							
Resistenza di progetto a snervamento		f _{yd} [Mpa]	391.30				

R20171214_S04

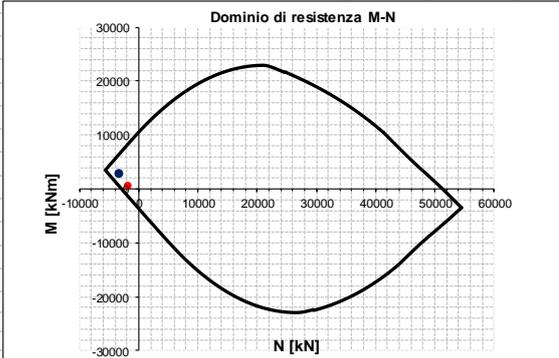
INPUT				OUTPUT				
SOLLECITAZIONI DI VERIFICA				VERIFICHE IN ESERCIZIO				
Combinazione	N_{Sd} [kN]	M_{Sd} [kNm]	V_{Sd} [kN]				σ limit	
SLE Quasi Permanente	543.6	1240.5	-	Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] =	3.22	14.400	
SLE Frequente	602.2	1440.6	-	Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] =	3.95	19.200	
SLE Rara	621.7	1507.3	-	Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] =	202.50	360.000	
SLU	839.5	2034.8	762.1				w limit	
SLV	1261.2	2928.0	906.1	Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] =	0.176	0.200	
				Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] =	0.200	0.300	
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.				VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO				
Geometria della sezione				Sollecitazioni di progetto				
Base (ortogonale al Taglio)		B [cm]	100	Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{Sd} [kN]		906.1	
Altezza (parallela al Taglio)		H [cm]	150	Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{Sd} [kN]		0.0	
Altezza utile della sezione		d [cm]	144	Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica				
Area di calcestruzzo		A _c [cm ²]	15000	Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]		592.95	
				Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{Sd}		0.65	
Armatura longitudinale tesa				Verifica di resistenza dell'armatura specifica				
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO				
Numero Barre	n	10	0	0	CoTan(θ) di progetto		cotan(θ)	2.0
Diametro	φ [mm]	30	0	0	Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]		4967
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	6.5	0.0	0.0	Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]		4967
Area strato	As [cm ²]	70.69	0.00	0.00	Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]		4967
Rapporto di armatura	ρ [%]	0.493%			Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{Sd}		5.48
Armatura longitudinale compressa				VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE				
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO				
Numero Barre	n	5	0	0	Sollecitazioni di progetto			
Diametro	φ [mm]	30	0	0	Momento sollecitante	M _{Sd} [kNm]	2034.8	2928.0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	6.5	0.0	0.0	Sforzo Normale concomitante	N _{Sd} [kN]	839.5	1261.2
Area strato	As' [cm ²]	35.34	0.00	0.00	Verifica di resistenza in termini di momento			
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.246%			Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	3250.7	2961.7
Armatura trasversale				Verifica di resistenza in termini di sforzo normale				
		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	2593.2	1310.3
Diametro	φ [mm]	16	0	0	Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{Sd}	3.09	1.04
Numero bracci	n _{bt}	5	0	0	Dominio di resistenza M-N			
Passo	s _w [cm]	20	0	0				
Inclinazione	α [deg]	90	90	90				
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	50.27	0.00	0.00				
CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI								
Concrete								
Resistenza cubica a compressione		RCK	40					
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione		f _{ck} [Mpa]	32.00					
Resistenza cilindrica media a compressione		f _{cm} [Mpa]	40.00					
Resistenza media a trazione per flessione		f _{ctm} [Mpa]	3.02					
Resistenza caratteristica a trazione per flessione		f _{ctk} [Mpa]	2.12					
Resistenza di progetto a compressione		f _{cd} [Mpa]	18.13					
Resistenza di progetto delle bielle compresse		f _{cd'} [Mpa]	9.49					
Acciaio								
Resistenza di progetto a snervamento		f _{yd} [Mpa]	391.30					

R20171214_S05

INPUT				OUTPUT			
SOLLECITAZIONI DI VERIFICA				VERIFICHE IN ESERCIZIO			
Combinazione	N_{Sd} [kN]	M_{Sd} [kNm]	V_{Sd} [kN]				σ limit
SLE Quasi Permanente	212.5	453.4	-	Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] =	2.94	14.400
SLE Frequente	345.9	584.5	-	Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] =	3.94	19.200
SLE Rara	390.4	628.1	-	Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] =	144.40	360.000
SLU	531.1	848.1	598.8				w limit
SLV	1485.6	1551.2	957.4	Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] =	0.086	0.200
				Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] =	0.113	0.300
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.				VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO			
Geometria della sezione				Sollecitazioni di progetto			
Base (ortogonale al Taglio)		B [cm]	100	Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{Sd} [kN]	957.4	
Altezza (parallela al Taglio)		H [cm]	90	Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{Sd} [kN]	0.0	
Altezza utile della sezione		d [cm]	84	Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica			
Area di calcestruzzo		A _c [cm ²]	9000	Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	448.21	
Armatura longitudinale tesa				Coefficiente di sicurezza			
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	V _{Rd1} /V _{Sd}	0.47	
Numero Barre	n	10	0	0	Verifica di resistenza dell'armatura specifica		
Diametro	φ [mm]	30	0	0	CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2.0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	6.5	0.0	0.0	Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	2890
Area strato	As [cm ²]	70.69	0.00	0.00	Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	2890
Rapporto di armatura	ρ [%]	0.847%			Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	2890
Armatura longitudinale compressa				Coefficiente di sicurezza			
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	V _{Rd} /V _{Sd}	3.02	
Numero Barre	n	5	0	0	VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE		
Diametro	φ [mm]	30	0	0	Sollecitazioni di progetto		
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	6.5	0.0	0.0	Momento sollecitante	M _{Sd} [kNm]	848.1 1551.2
Area strato	As' [cm ²]	35.34	0.00	0.00	Sforzo Normale concomitante	N _{Sd} [kN]	531.1 1485.6
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.423%			Verifica di resistenza in termini di momento		
Armatura trasversale				1° TIPO 2° TIPO 3° TIPO			
Diametro	φ [mm]	16	0	0	Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	1960.1 1594.5
Numero bracci	n _{bt}	5	0	0	Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{Sd}	2.31 1.03
Passo	s _w [cm]	20	0	0	Verifica di resistenza in termini di sforzo normale		
Inclinazione	α [deg]	90	90	90	Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	3358.5 1597.9
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	50.27	0.00	0.00	Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{Sd}	6.32 1.08
CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI							
Concrete							
Resistenza cubica a compressione		RCK	40				
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione		f _{ck} [Mpa]	32.00				
Resistenza cilindrica media a compressione		f _{cm} [Mpa]	40.00				
Resistenza media a trazione per flessione		f _{ctm} [Mpa]	3.02				
Resistenza caratteristica a trazione per flessione		f _{ctk} [Mpa]	2.12				
Resistenza di progetto a compressione		f _{cd} [Mpa]	18.13				
Resistenza di progetto delle bielle compresse		f _{cd'} [Mpa]	9.49				
Acciaio							
Resistenza di progetto a snervamento		f _{yd} [Mpa]	391.30				

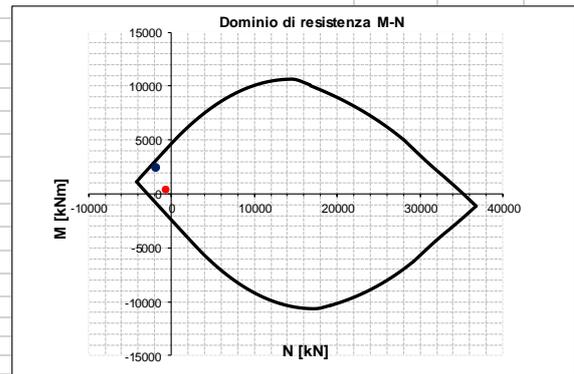


R20171214_S06

INPUT				OUTPUT				
SOLLECITAZIONI DI VERIFICA				VERIFICHE IN ESERCIZIO				
Combinazione	N_{Sd} [kN]	M_{Sd} [kNm]	V_{Sd} [kN]				σ limit	
SLE Quasi Permanente	577.3	166.9	-	Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] =	0.00	14.400	
SLE Frequente	974.3	360.0	-	Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] =	0.00	19.200	
SLE Rara	1222.2	425.6	-	Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] =	123.16	360.000	
SLU	1843.4	581.7	366.9				w limit	
SLV	3378.0	2978.0	427.4	Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] =	0.000	0.200	
				Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] =	0.000	0.300	
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.				VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO				
Geometria della sezione				Sollecitazioni di progetto				
Base (ortogonale al Taglio)		B [cm]	100	Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{Sd} [kN]		427.4	
Altezza (parallela al Taglio)		H [cm]	270	Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{Sd} [kN]		0.0	
Altezza utile della sezione		d [cm]	260	Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica				
Area di calcestruzzo		A _c [cm ²]	27000	Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]		937.27	
Armatura longitudinale tesa				Coefficiente di sicurezza				
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	V _{Rd1} /V _{Sd}		2.19	
Numero Barre	n	10	5	0	Verifica di resistenza dell'armatura specifica			
Diametro	φ [mm]	30	30	0	CoTan(θ) di progetto		cotan(θ)	
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	8.5	14.5	0.0	Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	7641	
Area strato	As [cm ²]	70.69	35.34	0.00	Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	7178	
Rapporto di armatura	ρ [%]	0.409%			Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	7178	
Armatura longitudinale compressa				Coefficiente di sicurezza				
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	V _{Rd} /V _{Sd}		16.79	
Numero Barre	n	5	0	0	VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE			
Diametro	φ [mm]	30	0	0	Sollecitazioni di progetto			
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	8.5	0.0	0.0	Momento sollecitante	M _{Sd} [kNm]	581.7	
Area strato	As' [cm ²]	35.34	0.00	0.00	Sforzo Normale concomitante	N _{Sd} [kN]	1843.4	
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.136%						3378.0
Armatura trasversale				Verifica di resistenza in termini di momento				
		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO				
Diametro	φ [mm]	20	0	0	Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	8141.8	
Numero bracci	n _{bt}	2	0	0	Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{Sd}	14.00	
Passo	s _w [cm]	20	0	0	Verifica di resistenza in termini di sforzo normale			
Inclinazione	α [deg]	90	90	90				
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	31.42	0.00	0.00	Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	#N/D	
CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI				Coefficiente di sicurezza				
				N _{Rd} /N _{Sd}				
				#N/D				
				#N/D				
Concrete				Domini di resistenza M-N				
Resistenza cubica a compressione		RCK	40					
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione		f _{ck} [Mpa]	32.00					
Resistenza cilindrica media a compressione		f _{cm} [Mpa]	40.00					
Resistenza media a trazione per flessione		f _{ctm} [Mpa]	3.02					
Resistenza caratteristica a trazione per flessione		f _{ctk} [Mpa]	2.12					
Resistenza di progetto a compressione		f _{cd} [Mpa]	18.13					
Resistenza di progetto delle bielle compresse		f _{cd'} [Mpa]	9.49					
Acciaio								
Resistenza di progetto a snervamento		f _{yd} [Mpa]	391.30					

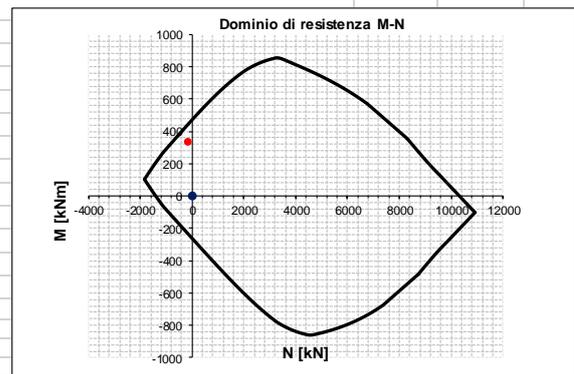
R20171214_S07

INPUT				OUTPUT			
SOLLECITAZIONI DI VERIFICA				VERIFICHE IN ESERCIZIO			
Combinazione	N_{Sd} [kN]	M_{Sd} [kNm]	V_{Sd} [kN]				σ limit
SLE Quasi Permanente	321.4	181.3	-	Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] =	0.00	14.400
SLE Frequente	474.4	293.5	-	Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] =	0.00	19.200
SLE Rara	525.4	330.9	-	Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] =	65.20	360.000
SLU	736.3	449.4	173.0				w limit
SLV	1877.0	2450.9	337.0	Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] =	0.000	0.200
				Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] =	0.000	0.300
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.				VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO			
Geometria della sezione				Sollecitazioni di progetto			
Base (ortogonale al Taglio)		B [cm]	100	Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{Sd} [kN]	337.0	
Altezza (parallela al Taglio)		H [cm]	180	Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{Sd} [kN]	0.0	
Altezza utile della sezione		d [cm]	174	Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica			
Area di calcestruzzo		A _c [cm ²]	18000	Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	656.38	
Armatura longitudinale tesa				Verifica di resistenza dell'armatura specifica			
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO			
Numero Barre	n	10	0	0	CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2.5
Diametro	φ [mm]	30	0	0	Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	5108
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	6.5	0.0	0.0	Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	1920
Area strato	As [cm ²]	70.69	0.00	0.00	Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	1920
Rapporto di armatura	ρ [%]	0.407%			Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{Sd}	5.70
Armatura longitudinale compressa				VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE			
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO			
Numero Barre	n	5	0	0	Sollecitazioni di progetto		
Diametro	φ [mm]	30	0	0	Momento sollecitante	M _{Sd} [kNm]	449.4 2450.9
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	6.5	0.0	0.0	Sforzo Normale concomitante	N _{Sd} [kN]	736.3 1877.0
Area strato	As' [cm ²]	35.34	0.00	0.00	Verifica di resistenza in termini di momento		
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.204%			Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	4038.7 3087.1
Armatura trasversale				Verifica di resistenza in termini di sforzo normale			
		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	#N/D 2634.1
Diametro	φ [mm]	16	0	0	Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{Sd}	#N/D 1.40
Numero bracci	n _{bt}	2.5	0	0	Caratteristiche reologiche dei materiali		
Passo	s _w [cm]	40	0	0	Concrete		
Inclinazione	α [deg]	90	90	90	Resistenza cubica a compressione	RCK	40
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	12.57	0.00	0.00	Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]	32.00
					Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]	40.00
					Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]	3.02
					Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]	2.12
					Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]	18.13
					Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd} [Mpa]	9.49
CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI				Acciaio			
Concrete				Resistenza di progetto a snervamento			
Concrete				f _{yd} [Mpa]			
Concrete				391.30			



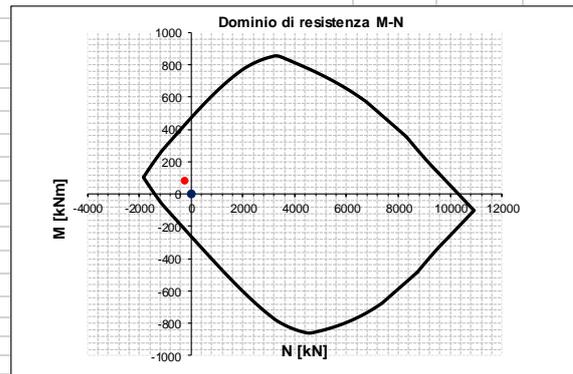
R20171214_S08

INPUT				OUTPUT				
SOLLECITAZIONI DI VERIFICA				VERIFICHE IN ESERCIZIO				
Combinazione	N_{Sd} [kN]	M_{Sd} [kNm]	V_{Sd} [kN]				σ limit	
SLE Quasi Permanente	61.1	180.3	-	Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	α _c [Mpa] = 5.67		14.400	
SLE Frequente	87.9	232.3	-	Calcestruzzo SLE Rara	α _c [Mpa] = 7.83		19.200	
SLE Rara	96.9	249.6	-	Acciaio SLE Rara	α _s [Mpa] = 232.05		360.000	
SLU	144.5	337.0	276.7					
SLV	0.0	0.0	0.0					
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.				VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO				
Geometria della sezione				Sollecitazioni di progetto				
Base (ortogonale al Taglio)		B [cm]	100	Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{Sd} [kN]		276.7	
Altezza (parallela al Taglio)		H [cm]	50	Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{Sd} [kN]		0.0	
Altezza utile della sezione		d [cm]	42	Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica				
Area di calcestruzzo		A _c [cm ²]	5000	Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]		245.48	
Armatura longitudinale tesa				Coefficiente di sicurezza				
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	V _{Rd1} /V _{Sd}		0.89	
Numero Barre	n	10	0	0	Verifica di resistenza dell'armatura specifica			
Diametro	φ [mm]	20	0	0	CoTan(θ) di progetto		cotan(θ) 2.5	
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	8.0	0.0	0.0	Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	1237	
Area strato	As [cm ²]	31.42	0.00	0.00	Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	929	
Rapporto di armatura	ρ [%]	0.748%			Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	929	
Armatura longitudinale compressa				Coefficiente di sicurezza				
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	V _{Rd} /V _{Sd}		3.36	
Numero Barre	n	5	0	0	VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE			
Diametro	φ [mm]	20	0	0	Sollecitazioni di progetto			
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	8.0	0.0	0.0	Momento sollecitante	M _{Sd} [kNm]	337.0	
Area strato	As' [cm ²]	15.71	0.00	0.00	Sforzo Normale concomitante	N _{Sd} [kN]	144.5	
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.374%						
Armatura trasversale				Verifica di resistenza in termini di momento				
		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	SLU	SLV		
Diametro	φ [mm]	16	0	0	Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	447.6	
Numero bracci	n _{bt}	2.5	0	0	Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{Sd}	1.33	
Passo	s _w [cm]	20	0	0	Verifica di resistenza in termini di sforzo normale			
Inclinazione	α [deg]	90	90	90	SLU	SLV		
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	25.13	0.00	0.00	Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	755.4	
				Coefficiente di sicurezza				
				N _{Rd} /N _{Sd}				
				5.23				
CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI								
Concrete								
Resistenza cubica a compressione		RCK	40					
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione		f _{ck} [Mpa]	32.00					
Resistenza cilindrica media a compressione		f _{cm} [Mpa]	40.00					
Resistenza media a trazione per flessione		f _{ctm} [Mpa]	3.02					
Resistenza caratteristica a trazione per flessione		f _{ctk} [Mpa]	2.12					
Resistenza di progetto a compressione		f _{cd} [Mpa]	18.13					
Resistenza di progetto delle bielle compresse		f _{cd'} [Mpa]	9.49					
Acciaio								
Resistenza di progetto a snervamento		f _{yd} [Mpa]	391.30					



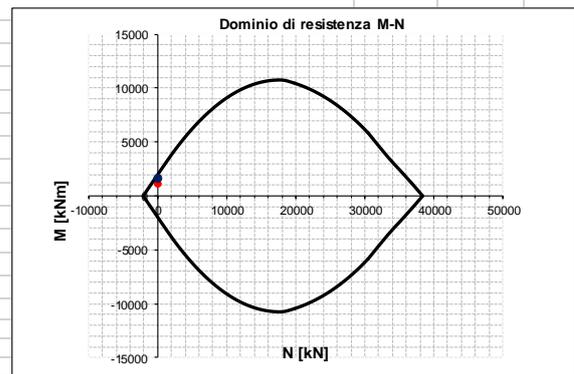
R20171214_S09

INPUT				OUTPUT				
SOLLECITAZIONI DI VERIFICA				VERIFICHE IN ESERCIZIO				
Combinazione	N_{Sd} [kN]	M_{Sd} [kNm]	V_{Sd} [kN]				σ limit	
SLE Quasi Permanente	59.8	29.4	-	Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	α _c [Mpa] =	0.83	14.400	
SLE Frequente	74.3	53.0	-	Calcestruzzo SLE Rara	α _c [Mpa] =	1.81	19.200	
SLE Rara	79.2	60.8	-	Acciaio SLE Rara	α _s [Mpa] =	65.46	360.000	
SLU	228.3	82.1	119.6				w limit	
SLV	0.0	0.0	0.0	Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] =	0.000	0.200	
				Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] =	0.000	0.300	
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.				VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO				
Geometria della sezione				Sollecitazioni di progetto				
Base (ortogonale al Taglio)		B [cm]	100	Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{Sd} [kN]		119.6	
Altezza (parallela al Taglio)		H [cm]	50	Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{Sd} [kN]		0.0	
Altezza utile della sezione		d [cm]	42	Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica				
Area di calcestruzzo		A _c [cm ²]	5000	Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]		245.48	
Armatura longitudinale tesa				Coefficiente di sicurezza				
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	V _{Rd1} /V _{Sd}		2.05	
Numero Barre	n	10	0	0	Verifica di resistenza dell'armatura specifica			
Diametro	φ [mm]	20	0	0	CoTan(θ) di progetto		cotan(θ)	
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	8.0	0.0	0.0	Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	1237	
Area strato	As [cm ²]	31.42	0.00	0.00	Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	929	
Rapporto di armatura	ρ [%]	0.748%			Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	929	
Armatura longitudinale compressa				Coefficiente di sicurezza				
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	V _{Rd} /V _{Sd}		7.77	
Numero Barre	n	5	0	0	VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE			
Diametro	φ [mm]	20	0	0	Sollecitazioni di progetto			
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	8.0	0.0	0.0	Momento sollecitante	M _{Sd} [kNm]	82.1	
Area strato	As' [cm ²]	15.71	0.00	0.00	Sforzo Normale concomitante	N _{Sd} [kN]	228.3	
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.374%			Verifica di resistenza in termini di momento			
Armatura trasversale				Verifica di resistenza in termini di sforzo normale				
		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	#N/D	
Diametro	φ [mm]	16	0	0	Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{Sd}	#N/D	
Numero bracci	n _{bt}	2.5	0	0	Verifica di resistenza in termini di sforzo normale			
Passo	s _w [cm]	20	0	0	Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	#N/D	
Inclinazione	α [deg]	90	90	90	Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{Sd}	#N/D	
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	25.13	0.00	0.00	Verifica di resistenza in termini di sforzo normale			
CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI				Verifica di resistenza in termini di sforzo normale				
Concrete				Verifica di resistenza in termini di sforzo normale				
Resistenza cubica a compressione		RCK	40	Sollecitazioni di progetto				
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]		32.00	Momento sollecitante	M _{Sd} [kNm]	82.1	0.0	
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]		40.00	Sforzo Normale concomitante	N _{Sd} [kN]	228.3	0.0	
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]		3.02	Verifica di resistenza in termini di momento				
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]		2.12	Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	432.6	473.1	
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]		18.13	Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{Sd}	5.27	-	
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd'} [Mpa]		9.49	Verifica di resistenza in termini di sforzo normale				
Acciaio				Verifica di resistenza in termini di sforzo normale				
Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd} [Mpa]		391.30	Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	#N/D	-	
				Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{Sd}	#N/D	-	



R20171214_S10

INPUT				OUTPUT					
SOLLECITAZIONI DI VERIFICA				VERIFICHE IN ESERCIZIO					
Combinazione	N_{Sd} [kN]	M_{Sd} [kNm]	V_{Sd} [kN]				σ limit		
SLE Quasi Permanente	0.0	718.1	-	Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] =	2.00	14.400		
SLE Frequente	0.0	833.2	-	Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] =	2.43	19.200		
SLE Rara	0.0	871.6	-	Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] =	178.88	360.000		
SLU	0.0	1117.6	1786.3				w limit		
SLV	0.0	1631.9	2444.3	Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] =	0.000	0.200		
				Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] =	0.000	0.300		
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.				VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO					
Geometria della sezione				Sollecitazioni di progetto					
Base (ortogonale al Taglio)		B [cm]	100	Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{Sd} [kN]	2444.3			
Altezza (parallela al Taglio)		H [cm]	200	Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{Sd} [kN]	0.0			
Altezza utile della sezione		d [cm]	194	Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica					
Area di calcestruzzo		A _c [cm ²]	20000	Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	582.49			
Armatura longitudinale tesa				Coefficiente di sicurezza					
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	V _{Rd1} /V _{Sd}	0.24			
Numero Barre	n	5	0	0	Verifica di resistenza dell'armatura specifica				
Diametro	φ [mm]	26	0	0	CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2.5		
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	6.3	0.0	0.0	Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	5703		
Area strato	As [cm ²]	26.55	0.00	0.00	Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	3349		
Rapporto di armatura	ρ [%]	0.137%			Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	3349		
Armatura longitudinale compressa				Coefficiente di sicurezza					
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	V _{Rd} /V _{Sd}	1.37			
Numero Barre	n	5	0	0	VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE				
Diametro	φ [mm]	26	0	0	Sollecitazioni di progetto				
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	6.3	0.0	0.0	Momento sollecitante	M _{Sd} [kNm]	1117.6	1631.9	
Area strato	As' [cm ²]	26.55	0.00	0.00	Sforzo Normale concomitante	N _{Sd} [kN]	0.0	0.0	
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.137%			Verifica di resistenza in termini di momento				
Armatura trasversale				1° TIPO				2° TIPO	3° TIPO
Diametro	φ [mm]	20	0	0	Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	1979.8	1979.8	
Numero bracci	n _{bt}	2.5	0	0	Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{Sd}	1.77	1.21	
Passo	s _w [cm]	40	0	0	Verifica di resistenza in termini di sforzo normale				
Inclinazione	α [deg]	90	90	90	Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-	-	
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	19.63	0.00	0.00	Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{Sd}	-	-	
CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI									
Concrete									
Resistenza cubica a compressione		RCK	40						
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]		32.00						
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]		40.00						
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]		3.02						
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]		2.12						
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]		18.13						
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd'} [Mpa]		9.49						
Acciaio									
Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd} [Mpa]		391.30						



13 MURI DI SOTTOSCARPA

Considerando il cavalcaferrovia IV14, sono presenti 4 muri di sottoscarpa indicati in relazione, per semplicità di compressione, come "muro di sottoscarpa 1,2,3,4" (Figura 3). I muri 1 e 2 sono posizionati lato rampa IR1J, mentre i muri 3 e 4 sono lato rampa IR1K.

Muro n°1 – Sviluppo circa 27,4 m, altezza massima 8,23m (altezza dell'elevazione). Il terreno a tergo del muro si trova 20cm sotto la quota raggiunta dall'elevazione dell'opera e presenta un tratto orizzontale (berma) di lunghezza 1.60m prima di riprendere a salire con una inclinazione(3/2) fino a raggiungere il livello di posa del piano stradale del rilevato. Tale muro si colloca lato rampa IR1J.

Muro n°2 – Sviluppo circa 26,8 m, altezza massima 8,41m (altezza dell'elevazione). Il terreno a tergo del muro si trova 20cm sotto la quota raggiunta dall'elevazione dell'opera e presenta un tratto orizzontale (berma) di lunghezza 1.60m prima di riprendere a salire con una inclinazione(3/2) fino a raggiungere il livello di posa del piano stradale del rilevato. Tale muro si colloca lato rampa IR1J.

Muro n°3 – Sviluppo circa 27.05 m, altezza massima 8,24m (altezza dell'elevazione). Il terreno a tergo del muro si trova 20cm sotto la quota raggiunta dall'elevazione dell'opera e presenta un tratto orizzontale (berma) di lunghezza 1.60m prima di riprendere a salire con una inclinazione(3/2) fino a raggiungere il livello di posa del piano stradale del rilevato. Tale muro si colloca lato rampa IR1K.

Muro n°4 – Sviluppo circa 27.05 m, altezza massima 8,24m (altezza dell'elevazione). Il terreno a tergo del muro si trova 20cm sotto la quota raggiunta dall'elevazione dell'opera e presenta un tratto orizzontale (berma) di lunghezza 1.60m prima di riprendere a salire con una inclinazione(3/2) fino a raggiungere il livello di posa del piano stradale del rilevato. Tale muro si colloca lato rampa IR1K.

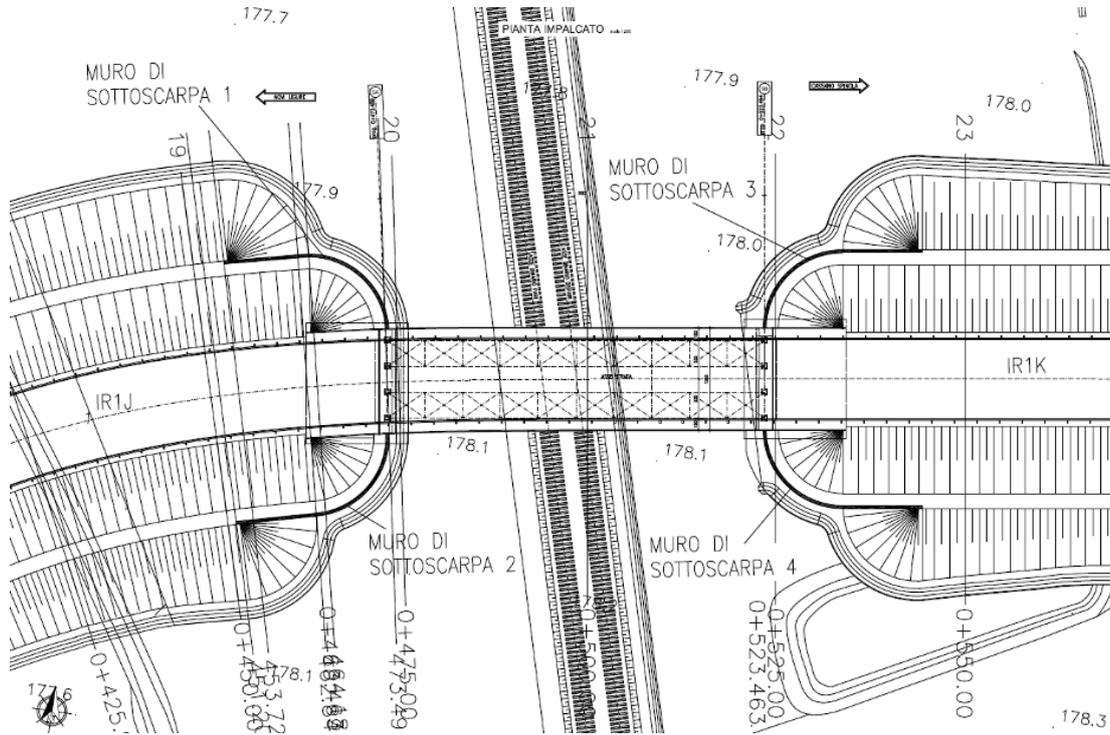


Figura 100- Ubicazione planimetrica dei muri di sottoscarpa.

I quattro muri presentano la geometria mostrata nella figura seguente. Per quanto riguarda l'elevazione si ha un tratto alto 7.5m che lato terreno presenta una pendenza di 1/10. Nel tratto oltre i 7.5m la sezione rimane costante, con larghezza 0,40m, per un'altezza variabile a seconda dei casi.

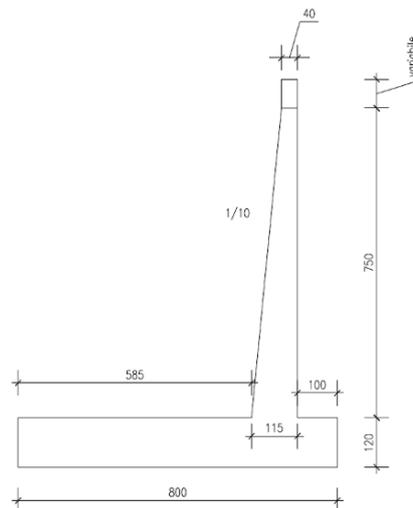


Figura 101 Geometria dei muri di sottoscarpa.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
IG51-04-E-CV-CL-IV14-0X-101-A00 Relazione di calcolo delle strutture - impalcato, spalle, muri		Foglio 122

13.1 CRITERI DI VERIFICA

Il progetto e la verifica della struttura in questione è stata eseguita mediante il metodo degli "Stati Limite", verificando:

SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU):

- scorrimento sul piano di posa;
- verifica al ribaltamento;
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- verifica di stabilità globale;

SLU di tipo strutturale (STR):

- resistenza negli elementi strutturali.

SLE di tipo strutturale (STR):

- verifica allo stato limite di fessurazione ;
- verifica delle tensioni massime lato calcestruzzo ed acciaio.

Le verifiche sono state effettuate con riferimento all'Approccio 1, Combinazioni 1 (A1+M1+R1) e 2 (A2+M2+R2) rispettivamente per le verifiche strutturali (STR) e geotecniche (GEO). Fa eccezione la verifica al ribaltamento del muro per cui, in accordo alla normativa vigente, la verifica è stata condotta utilizzando i coefficienti parziali delle azioni della tabella 2.6.I (colonna EQU) della normativa ed i coefficienti parziali del gruppo M2 per il calcolo delle spinte.

Nelle verifiche allo scorrimento è stata del tutto trascurata la presenza di reazione passiva da parte del terreno a valle dell'opera. Ai fini delle verifiche allo scorrimento ed al ribaltamento si considera la spinta del terreno agente sul piano verticale passante per l'estremo di monte della platea di fondazione mentre l'elemento resistente risulta costituito dall'insieme dell'opera in c.a. e del terreno di ricoprimento, lato monte, della platea di fondazione.

Nel seguito si riporta una breve descrizione dei criteri di verifica sia con riferimento alle condizioni statiche che sismiche.

Nelle verifiche allo scorrimento è stata del tutto trascurata la presenza di reazione passiva da parte del terreno a valle dell'opera.

13.2 VERIFICHE GEOTECNICHE (GEO)

13.2.1 Verifica allo scorrimento sul piano di posa

La risultante delle azioni orizzontali agenti sul muro deve risultare non superiore alla forza resistente costituita dall'attrito sul piano di imposta. Questa a sua volta è valutata come prodotto della

risultante delle azioni verticali (ortogonali al piano di imposta) per il coefficiente di attrito in fondazione $\mu = \tan(\phi')$.

In condizioni sismiche si è tenuto conto, oltre che dell'incremento di spinta del terreno, anche delle forze di inerzia delle masse del muro e/o ad esso collegate.

13.2.2 Verifica al ribaltamento

La somma dei momenti, valutati rispetto allo spigolo di valle della platea di fondazione, dovuti alle azioni agenti sul muro deve risultare non superiore al momento dovuto al peso proprio della struttura e delle masse ad esso collegate (terreno di ricoprimento, eventuale barriera acustica, ...). In condizioni sismiche si è tenuto conto, oltre che dell'incremento di spinta del terreno, anche delle forze di inerzia delle masse del muro e/o ad esso collegate. Ai fini pratici le verifiche sono state condotte utilizzando le medesime azioni e forze resistenti valutate con riferimento alla verifica allo scorrimento (condizione A2+M2+R2) moltiplicando i valori delle diverse azioni/reazioni secondo i coefficienti 0.9 ed 1.1 come indicato nella tabella sottostante:

	favorevole	sfavorevole
Peso del muro e del rinterro	0.9	
Eventuali masse aggiuntive collegate al muro	0.9	
Azione di eventuali tiranti	0.9	
Spinta del terreno, componente statica e sismica		1.1
Forze di inerzia muro, terreno ed eventuali masse aggiuntive collegate		1.1

13.2.3 Verifica di capacità portante

La capacità portante limite viene valutata, secondo il criterio di Meyerhof, con riferimento alla fondazione equivalente, definita come la parte della fondazione reale rispetto alla quale la risultante dei carichi è baricentrica.

Per fondazioni rettangolari di dimensioni in pianta B ed L, indicate rispettivamente con eB ed eL le due componenti in direzione di B e di L della eccentricità del carico, le dimensioni efficaci Be ed Le sono espresse da:

$$B_e = B - 2 e_B \quad L_e = L - 2 e_L$$

Verifiche in termini di sforzi efficaci (terreni di tipo non coesivo o terreno coesivo a lungo termine)

La pressione limite della fondazione è stata valutata in base alla soluzione di Prandtl (1921) e successive generalizzazioni. Per tenere conto della geometria reale e della presenza della scarpata immediatamente a valle della fondazione si è fatto riferimento alla espressione nella forma più generale di seguito riportata:

B= dimensione efficace minore della fondazione ;

N_γ, N_q, N_c = fattori di capacità portante, funzioni dell'angolo di attrito ϕ' ;

$s_\gamma, s_q, s_c,$ = fattori correttivi che tengono conto della forma della fondazione;

$d_\gamma, d_q, i_c,$ = fattori correttivi che tengono conto della profondità del piano di imposta;

$i_\gamma, i_q, i_c,$ = fattori correttivi che tengono conto della inclinazione del carico;

$b_\gamma, b_q, b_c,$ = fattori correttivi che tengono conto della inclinazione della base della fondazione;

$g_\gamma, g_q, g_c,$ = fattori correttivi che tengono conto della inclinazione del piano campagna circostante la fondazione;

σ'_{vo} = pressione verticale efficace agente nelle adiacenze della fondazione alla quota del piano di imposta;

I coefficienti di capacità portante N_q, N_γ ed N_c sono ricavati dalle seguenti espressioni (Vesic 1973):

$$N_q = \frac{1 + \text{sen}\varphi}{1 - \text{sen}\varphi} e^{\pi \tan \varphi}$$

$$N_\gamma = 2 \times (N_q + 1) \times \tan(\varphi)$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi)$$

I coefficienti correttivi possono essere valutati mediante le espressioni:

$$s_\gamma = s_q = 1 + 0.1 (B/L) (1 + \text{sen}\varphi) / (1 - \text{sen}\varphi)$$

$$s_c = 1 + 0.2 (B/L) (1 + \text{sen}\varphi) / (1 - \text{sen}\varphi)$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B L c' / \tan \varphi)) (m + 1)$$

$$i_q = (1 - H/(N + B L c' / \tan \varphi)) m$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N c \tan \varphi)$$

$$m = (2 + B/L) / (1 + B/L)$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi' (1 - \text{sen} \varphi')^2 \arctan (z f/B)$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N c \tan \varphi')$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_q = (1 - \alpha \tan \varphi')^2$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N c \tan \varphi')$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_q = (1 - \tan \omega)^2$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N c \tan \varphi')$$

I simboli utilizzati nelle espressioni precedenti rappresentano:

$z f$ = profondità del piano di imposta misurata dal tetto dello strato portante ;

N = componente della risultante dei carichi perpendicolare al piano di imposta (risultante dei carichi verticali nel caso più comune di piano di imposta orizzontale);

α = inclinazione, in radianti, del piano di imposta, positiva per piano di imposta pendente verso "monte", cioè in direzione opposta a quella verso cui si presume si sviluppi la rottura;

ω = inclinazione, in radianti, del piano campagna, positiva per piano campagna pendente verso "valle", cioè nella direzione verso cui si presume si sviluppi la rottura.

13.2.4 Coefficienti parziali per la resistenza

Per il caso in oggetto relativo al dimensionamento di un muro di sostegno, i coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche relativamente ad ogni singolo SLU precedentemente analizzato sono di seguito indicati:

Verifica	Coefficiente parziale (R2)
Scorrimento sul piano di posa	$\gamma_{R1} = 1.0$
Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno	$\gamma_{R1} = 1.0$
Ribaltamento	$\gamma_{R1} = 1.0$

13.3 VERIFICHE STRUTTURALI (STR)

Alle azioni del terreno si applicano i coefficienti parziali propri delle verifiche STR per le verifiche allo SLU, mentre si considerano coefficienti parziali unitari sulle azioni ed i parametri caratteristici del terreno per le verifiche allo SLE.

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	STR	SISMA
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.4	1.0
Permanenti portati	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.0
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.0

13.3.1 Verifiche SLU

E' stata condotta la verifica in assenza ed in presenza di sisma per le membrature maggiormente sollecitate: il fusto del muro in corrispondenza dell'incastro e nella platea di fondazione, in corrispondenza delle sezioni di incastro lato monte e lato valle.

13.3.2 Verifiche SLE

In corrispondenza delle medesime sezioni sono state effettuate le verifiche sulla massima ampiezza delle fessure (verifica allo stato limite di fessurazione) e sulle massime tensioni nel calcestruzzo e nelle armature (verifica delle tensioni in esercizio).

13.4 VALUTAZIONE DEI COEFFICIENTI DI SPINTA ATTIVA DEL TERRENO

Dato che a tergo dei muri di sottoscarpa il terreno non è orizzontale, ma presenta una pendenza di $3/2$ fino all'altezza del piano stradale (Figura 5), per la valutazione dei coefficienti di spinta si è proceduto con le modalità descritte nel seguito del paragrafo.

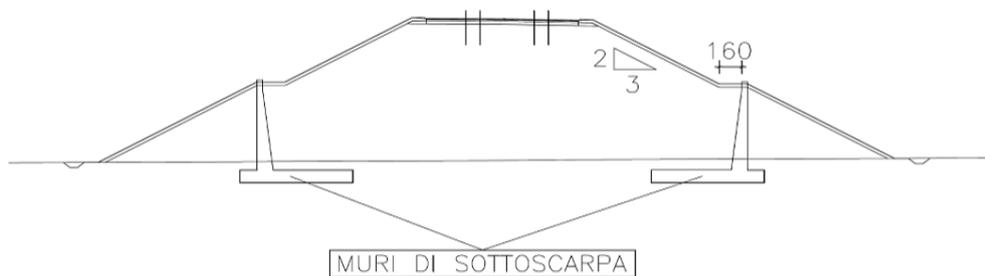
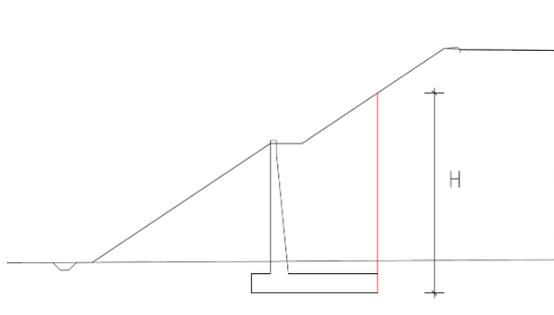


Figura 102 Sezione tipologica muri di sottoscarpa.

Si è considerata l'altezza del rilevato in corrispondenza dell'estremità della platea di fondazione (**Figura 103, a**). Considerando queste dimensioni, si è realizzato un modello agli elementi finiti per valutare la pressione necessaria a stabilizzare tale sbancamento (**Figura 103, b**).

(a)



(b)

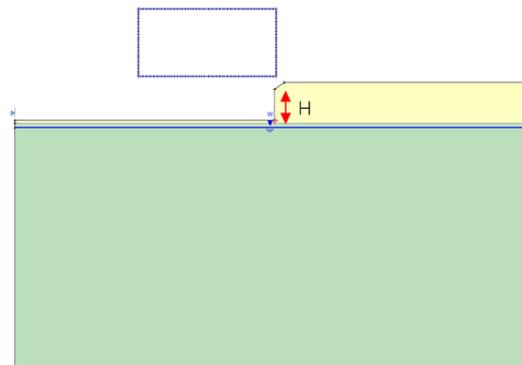


Figura 103 – (a) Altezza considerata per il calcolo delle spinte del terreno. (b) modello agli elementi finiti realizzato per la valutazione delle spinte del terreno.

In particolare, si è individuata la minima pressione, con distribuzione triangolare, tale per cui la superficie di rottura passante per il punto A avesse coefficiente di sicurezza pari ad 1 (**Figura 104**).

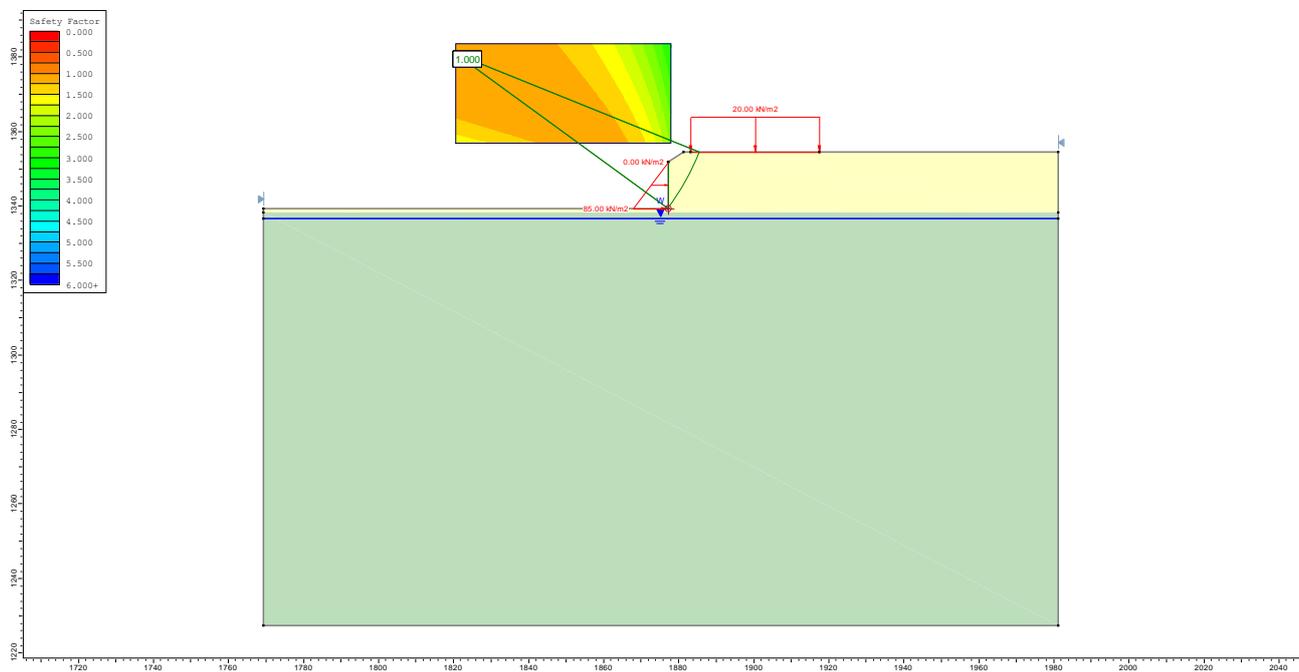


Figura 104 Pressione tale per cui il coefficiente di sicurezza della superficie passante per il punto A è pari a 1.

Ottenuto tale valore di pressione si è calcolata la spinta agente sull'altezza considerata e la si è eguagliata con l'espressione della spinta attiva. Risolvendo l'uguaglianza si è ricavato il valore del coefficiente di spinta attiva utilizzato poi per le verifiche geotecniche e per il calcolo delle sollecitazioni agenti sul muro di sostegno.

- spinta attiva

$$S_A = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_A \cos \delta$$

con δ : angolo d'attrito muro-terreno.

- spinta attiva con angolo attrito muro-terreno pari a 0 $S_A(\delta/\varphi = 0) = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_A$

- spinta attiva sismica

$$S_{AS} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) h^2 K_{AS}$$

Per il coefficiente di spinta attiva (K_A , $K_A(\delta/\varphi=0)$) si è effettuata un'analisi in condizioni statiche, applicando in cima al rilevato un sovraccarico pari a 20 kN/m²; mentre per il coefficiente di spinta attiva sismica (K_{AS}), si è effettuata un'analisi in condizioni sismiche con valori dei coefficienti sismici pari a $k_h = 0.053$ e $k_v = \pm 0.026$, dove i coefficienti di accelerazione sismica valgono rispettivamente:

$$k_h = \beta_m a_{max}/g$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

Il coefficiente riduttivo β_m viene desunto dalla tabella 7.11. della normativa NTC 2008 riportata di seguito:

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0.2 < a_g \leq 0.4$	0.31	0.31
$0.1 < a_g \leq 0.2$	0.29	0.24
$a_g \leq 0.1$	0.20	0.18

Nel caso in esame si adotta un coefficiente di riduzione di accelerazione massima pari a $\beta_m = 0.24$.

13.5 RISULTATI VERIFICHE GEOTECNICHE

Sono riportati di seguito i risultati delle verifiche condotte in presenza ed in assenza di sisma per le diverse sezioni tipo.

Per quanto riguarda i muri di sottoscampa lato rampa IR1J, ovvero muro 1 e 2, si è considerata la sezione più critica ovvero la sezione posizionata alla progressiva pk473.49 in cui il muro 2 presenta un'altezza massima dell'elevazione pari a 8.41m (nei successivi paragrafi tale sezione viene indicata come "sez.A pk473.49").

Per i muri di sottoscampa lato rampa IR1K, muro 3 e 4, si è analizzata la sezione alla progressiva pk 523.48 in cui i due muri presentano un'altezza massima dell'elevazione pari a 8.24m (nei successivi paragrafi tale sezione viene indicata come "sez.B pk523.48").

Sono riportati di seguito i risultati delle verifiche condotte in presenza ed in assenza di sisma per le diverse sezioni tipo.

13.5.1 Coefficienti di spinta attiva sezione A pk 473.49

Si è considerata un'altezza di riferimento H pari a 12.74m (**Figura 105**).

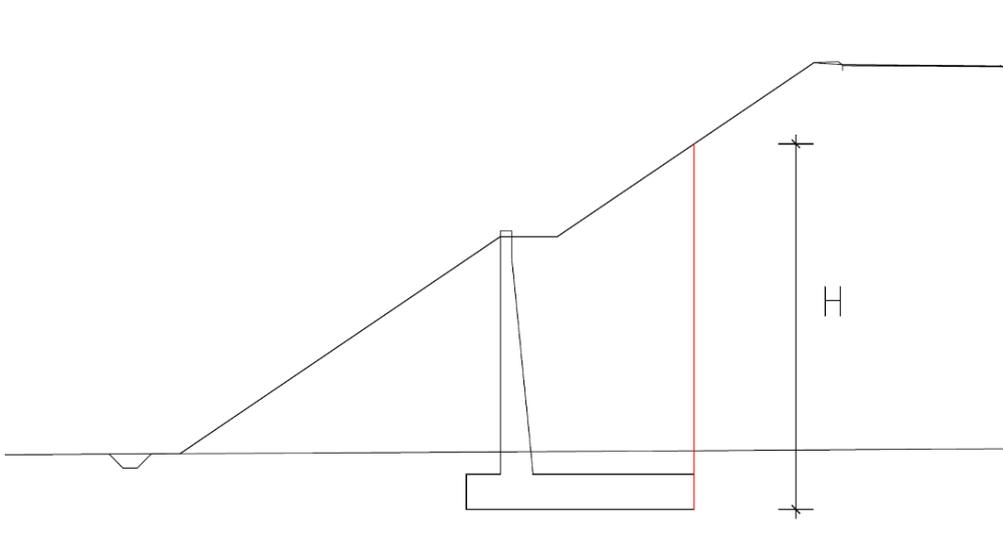


Figura 105 altezza di riferimento considerata.

Dall'analisi agli elementi finiti in condizioni statiche, è risultata necessaria per equilibrare il sistema una pressione con distribuzione triangolare avente un valore massimo pari a 87 kN/m² (**Figura 106**).

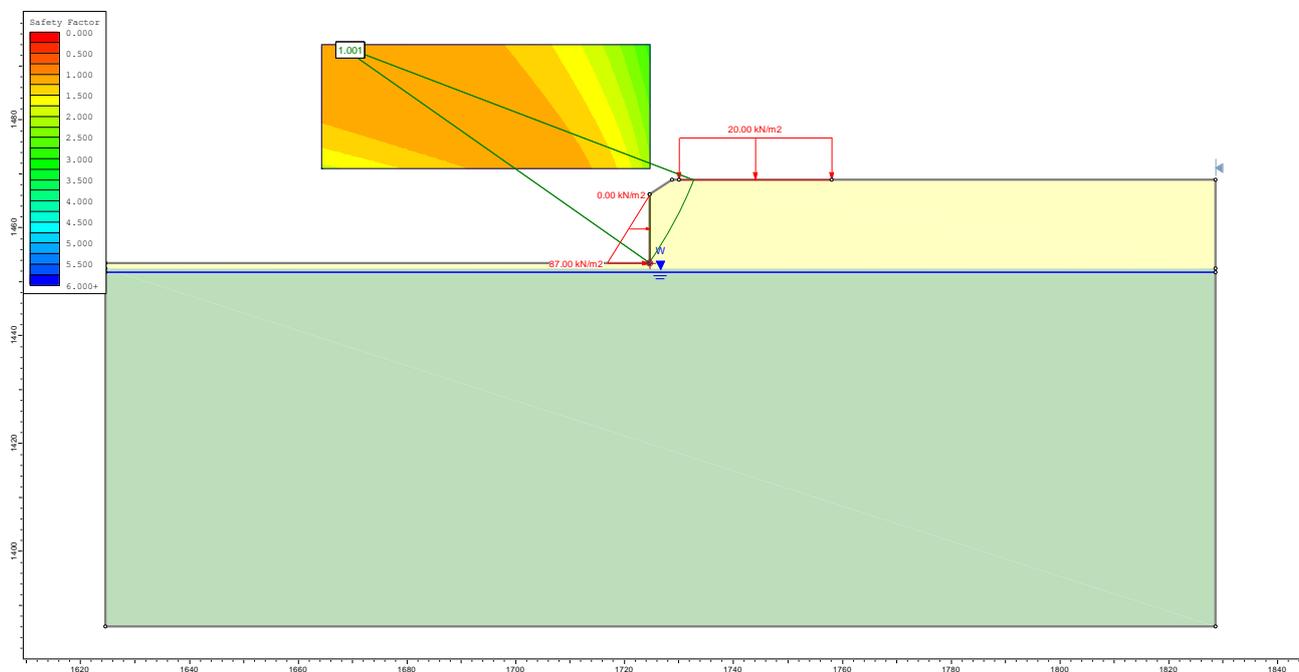


Figura 106 Risultati analisi agli elementi finiti per il calcolo dei coefficienti di spinta in condizioni statiche.

Tenendo conto dei coefficienti parziali di riduzione dei parametri geotecnici e di amplificazione dei carichi, così come previsto da normativa, per equilibrare il sistema occorre una pressione con distribuzione triangolare avente un valore massimo pari a 118 kN/m² (**Figura 107**).

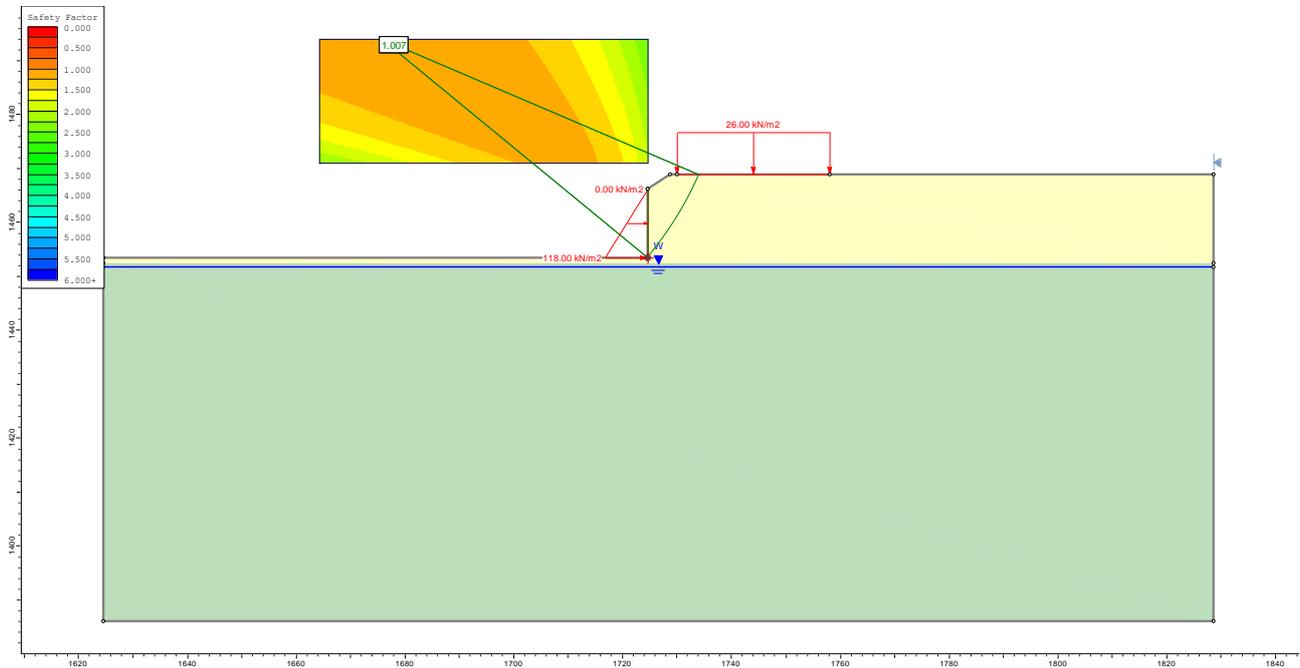


Figura 107 Risultati analisi agli elementi finiti per il calcolo dei coefficienti di spinta in condizioni statiche con parametri ridotti.

In condizioni sismiche è risultata necessaria invece una pressione con distribuzione triangolare avente un valore massimo pari a 95 kN/m^2 (**Figura 108**).

Anche in questo caso, tenendo conto dei coefficienti parziali di riduzione dei parametri geotecnici e di amplificazione dei carichi, così come previsto da normativa, per equilibrare il sistema occorre una pressione con distribuzione triangolare avente un valore massimo pari a 120 kN/m^2 (**Figura 109**).

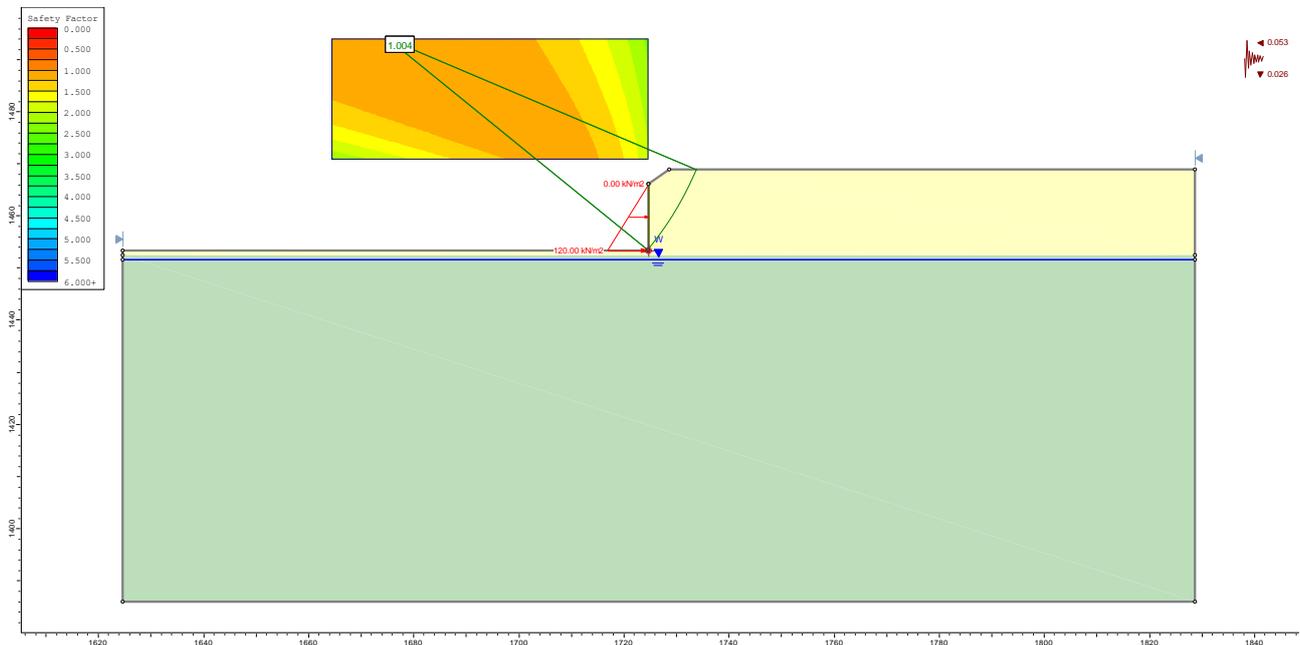


Figura 108 Risultati analisi agli elementi finiti per il calcolo dei coefficienti di spinta in condizioni sismiche

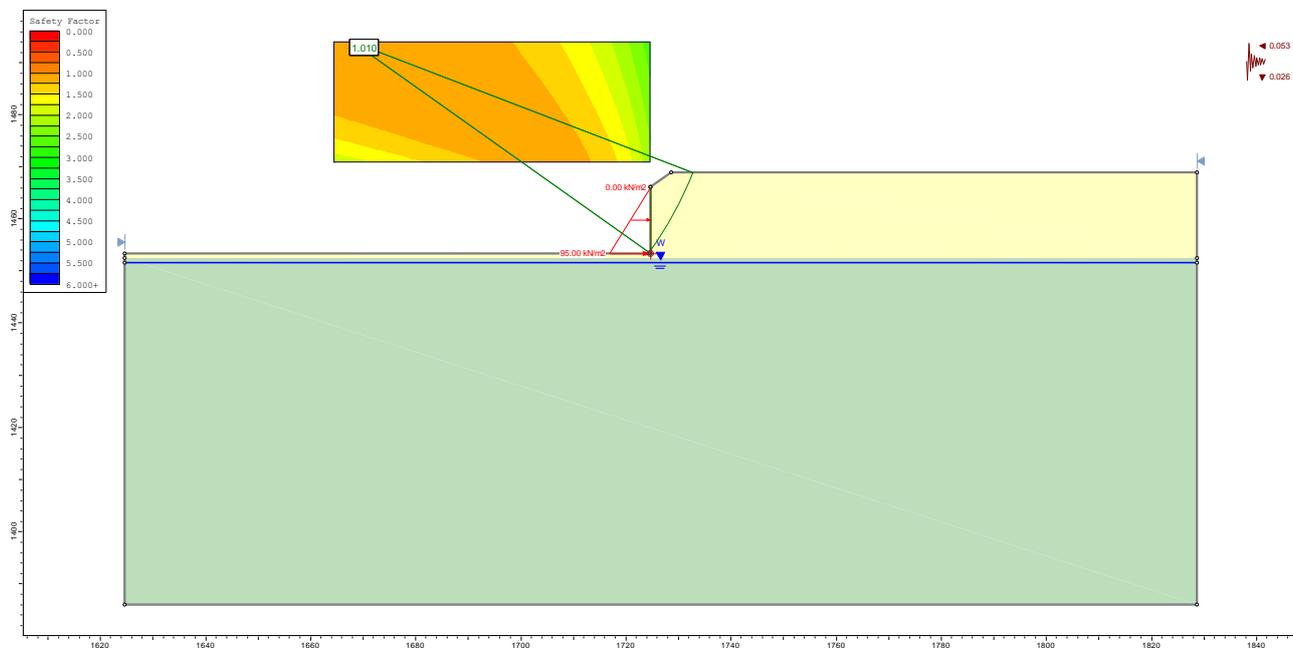


Figura 109 Risultati analisi agli elementi finiti per il calcolo dei coefficienti di spinta in condizioni sismiche con parametri ridotti.

I coefficienti di spinta calcolati nelle diverse combinazioni, sono riportati nella seguente tabella:

Sezione	H (m)	Statica M1					Statica redux M2					Sisma M1				Sisma redux M2			
		FS	P(kN/m²)	Sa	ka	ka (δ/φ=0)	FS	P(kN/m²)	Sa	ka redux	ka (δ/φ=0)	FS	P(kN/m²)	Sa	kas	FS	P(kN/m²)	Sa	kas redux
pk 473,49	12,74	1,001	87	554	0,390	0,359	1,007	118	752	0,530	0,487	1,020	95	605	0,403	1,004	120	764	0,509

13.5.2 Coefficienti di spinta attiva sezione B pk 523.48

Si è considerata un'altezza di riferimento H pari a 12.57m (**Figura 110**).

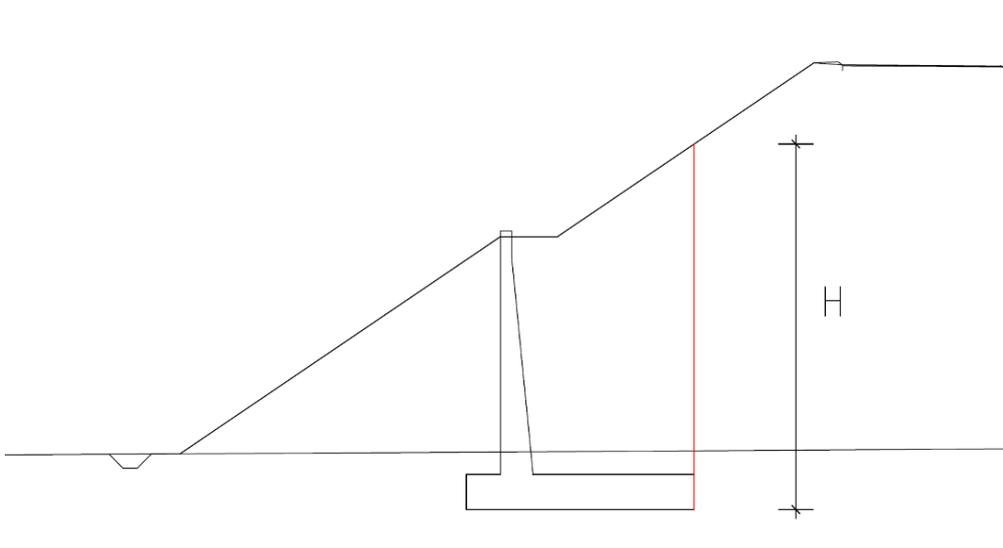


Figura 110 altezza di riferimento considerata.

Dall'analisi agli elementi finiti in condizioni statiche, è risultata necessaria per equilibrare il sistema una pressione triangolare avente un valore massimo pari a 85 kN/m^2 (Figura 12).

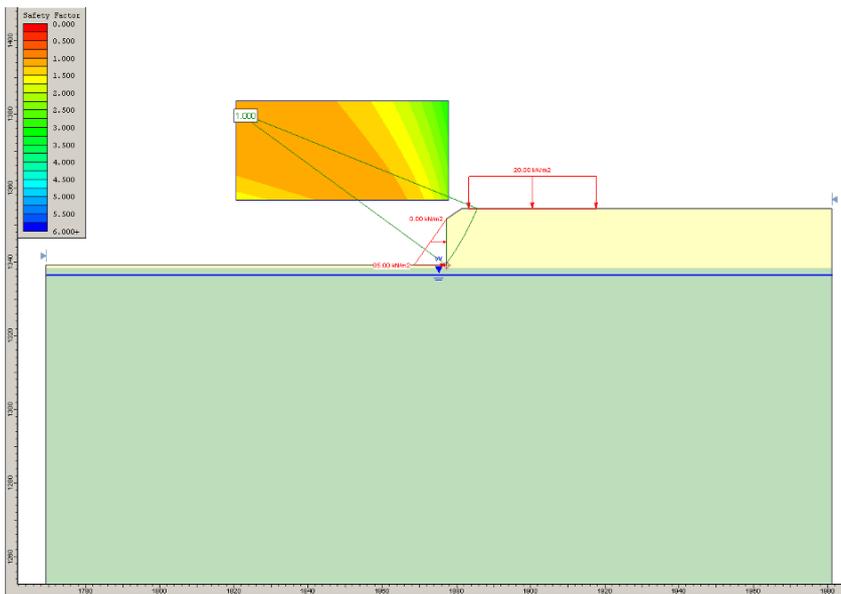


Figura 111 Risultati analisi agli elementi finiti per il calcolo dei coefficienti di spinta in condizioni statiche.

Tenendo conto dei coefficienti parziali di riduzione dei parametri geotecnici e di amplificazione dei carichi, così come previsto da normativa, per equilibrare il sistema occorre una pressione con distribuzione triangolare avente un valore massimo pari a 115 kN/m (Figura 112).

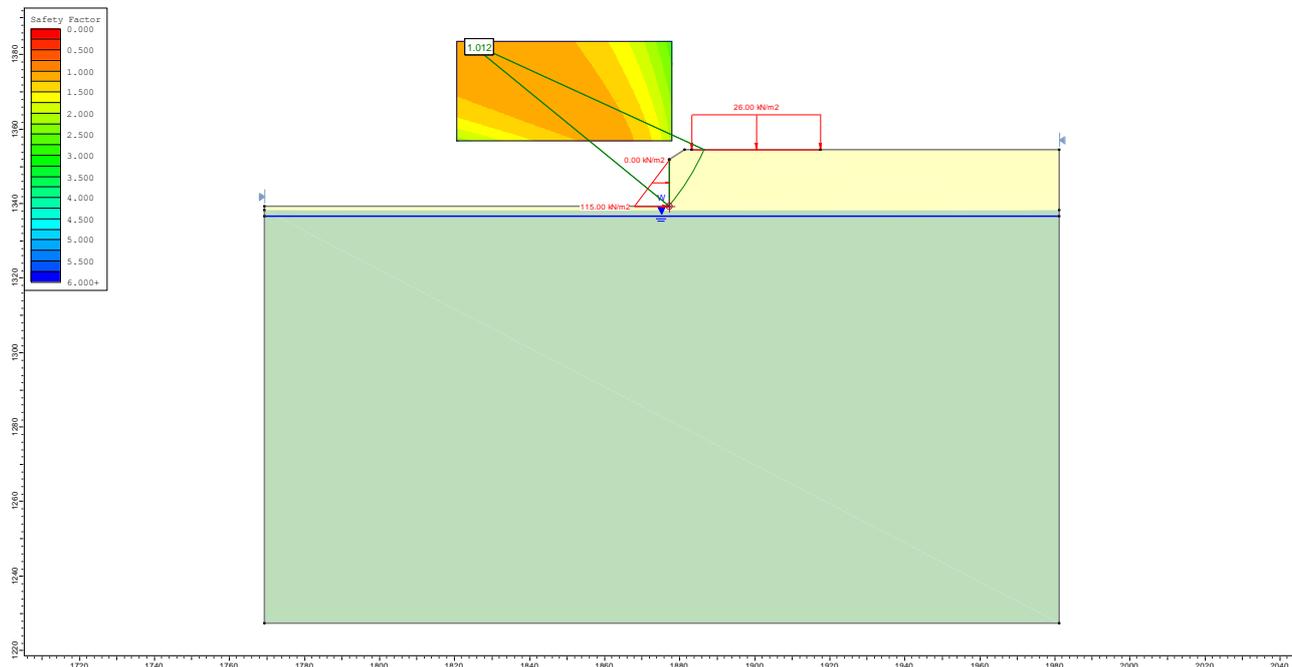


Figura 112 Risultati analisi agli elementi finiti per il calcolo dei coefficienti di spinta in condizioni statiche con parametri ridotti.

In condizioni sismiche è risultata necessaria invece una pressione con distribuzione triangolare avente un valore massimo pari a 93 kN/m² (Figura 113).

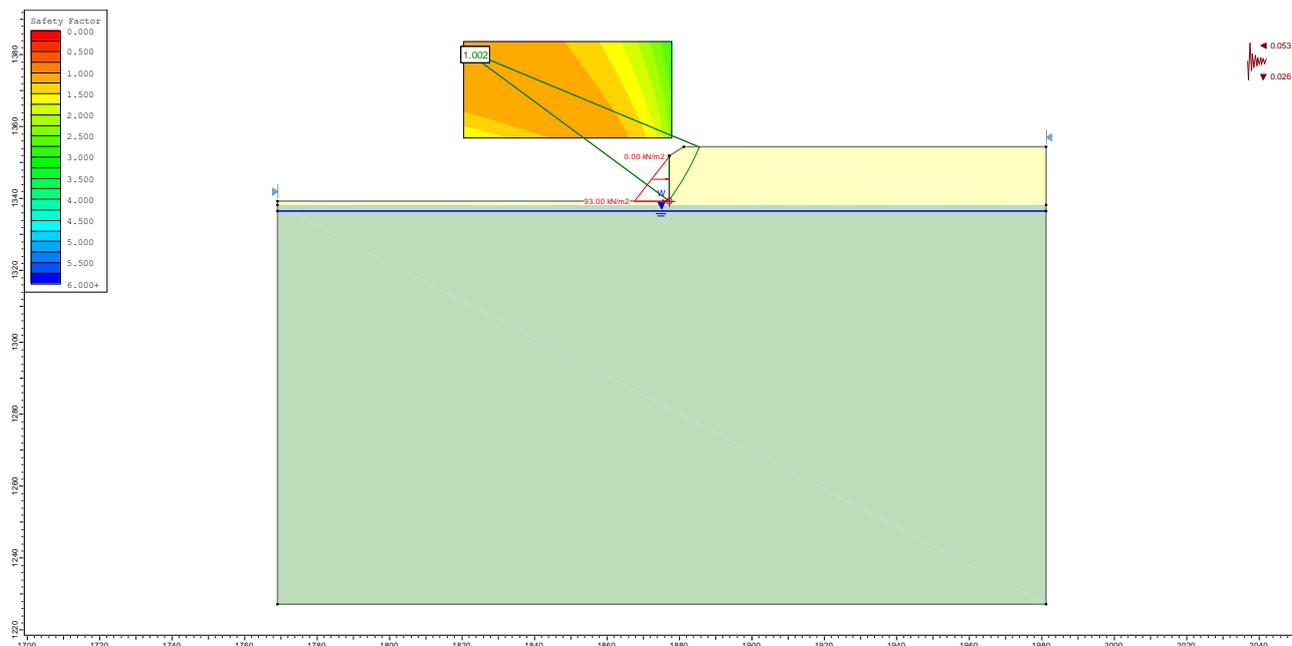


Figura 113 Risultati analisi agli elementi finiti per il calcolo dei coefficienti di spinta in condizioni sismiche.

Anche in questo caso, tenendo conto dei coefficienti parziali di riuzione dei parametri geotecnici e di amplificazione dei carichi, così come previsto da normativa, per equilibrare il sistema occorre una pressione con distribuzione triangolare avente un valore massimo pari a 120 kN/m (Figura 114).

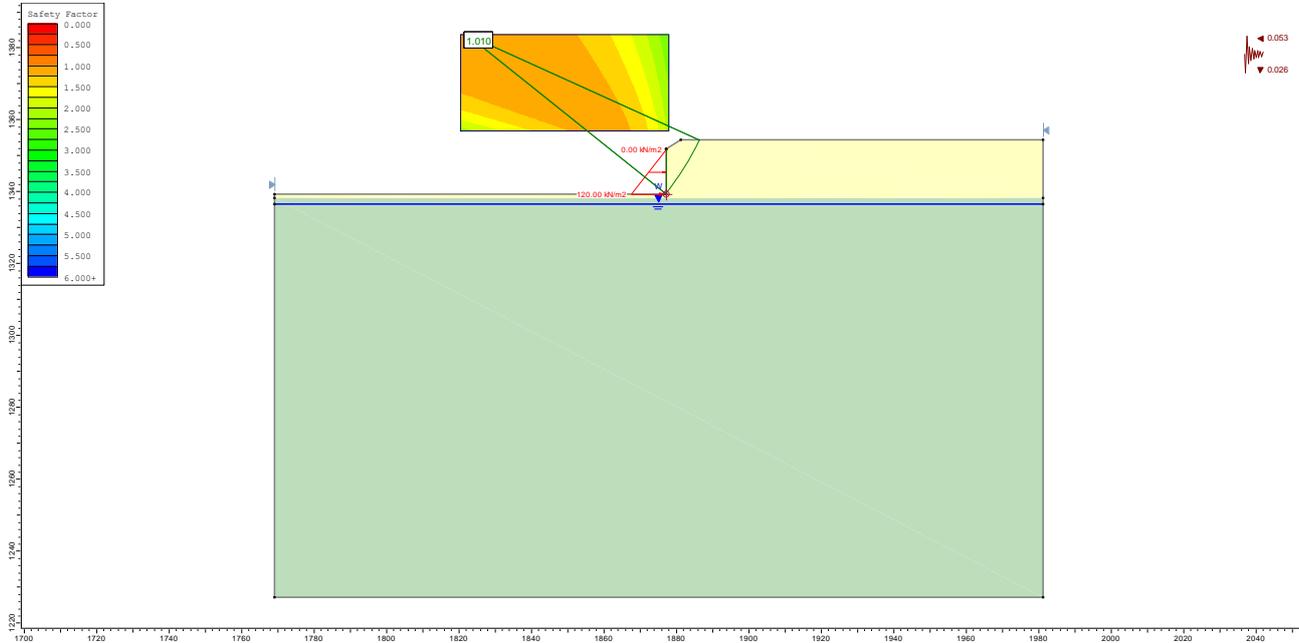


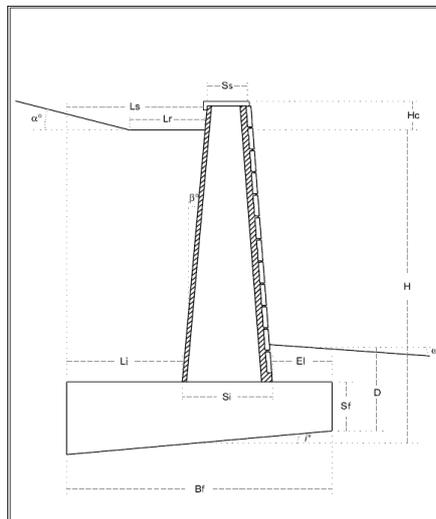
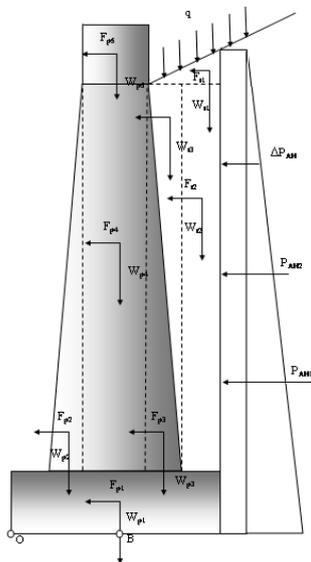
Figura 114 Risultati analisi agli elementi finiti per il calcolo dei coefficienti di spinta in condizioni sismiche con parametri ridotti.

I coefficienti di spinta calcolati nelle diverse combinazioni, sono riportati nella seguente tabella:

Rampa	Sezione	H (m)	Statica M1						Statica redux M2						Sisma M1				Sisma redux M2			
			FS	P(kN/m2)	Sa	ka	ka ($\delta/\psi=0$)	FS	P(kN/m2)	Sa	ka redux	ka ($\delta/\psi=0$)	FS	P(kN/m2)	Sa	kas	FS	P(kN/m2)	Sa	kas redux		
1k	pk 523,48	12,57	1,000	85	534	0,387	0,356	1,012	115	723	0,523	0,482	1,002	93	585	0,400	1,010	120	754	0,516		

13.5.3 GEO – sezione A pk 473.49

<i>Dati di carattere generale</i>	
Definire tipologia muro (Ordinario [1] o Prefabb/Contraff [2])	1
H = altezza [m]	9,41
H _c = altezza cordolo [m]	0,00
S _s = spessore superiore [m]	0,40
S _i = spessore inferiore [m]	1,15
L _i = scarpa interna inferiore [m]	5,85
L _s = scarpa interna superiore [m]	6,60
E _i = scarpa esterna inferiore [m]	1,00
B _f = base fondazione [m]	8,00
S _f = spessore fondazione [m]	1,20
L _r = lunghezza tratto rettilineo su ciabatta [m]	1,60
γ _c = Peso di volume calcestruzzo [kN/m ³]	25
Inclinazione del paramento interno β (°)	5,0
Inclinazione della fondazione del paramento i (°)	0,0
Inclinazione piano campagna a tergo dell'opera α (°)	33,0
<i>Parametri terreno di riempimento</i>	
γ _d = Peso di volume [kN/m ³]	19
ψ _k = angolo di attrito terreno di riempimento [°]	35
c _k = coesione [kPa]	0
<i>Parametri terreno di fondazione</i>	
d _w = Dislivello tra base fondazione e falda [m]	10
γ _d = Peso di volume [kN/m ³]	19
ψ _k = angolo di attrito terreno di fondazione [°]	40
c _k = coesione [kPa]	0
c _u = coesione non drenata [kPa]	0



Calcolo spinta					
Stabilità globale e dimensionamento fondazione		Dimensionamento elevazione			
α (M1) = inclinazione del terrapieno [°]	33,0	α (M1) = inclinazione del terrapieno [°]	33,0		
α (M2) = inclinazione del terrapieno [°]	29,3	α (M2) = inclinazione del terrapieno [°]	29,3		
β = inclinazione paramento [°]	5,0	β = inclinazione paramento [°]	5,0		
(δ/ψ) = attrito muro-terreno (per muri a T=1)	0,60	(δ/ψ) = attrito muro-terreno (per muri a T=1)	0,60		
(δ/ψ) = attrito muro-terreno (tra terreno ed elevazione)	0,60	(δ/ψ) = attrito muro-terreno (tra terreno ed elevazione)	0,60		
q_{perm1} = sovraccarico permanente a tergo del muro [kPa]	0,0	q_{perm1} = sovraccarico permanente a tergo del muro [kPa]	0,0		
q_{acc} = sovraccarico accidentale a tergo muro [kPa]	20,0	q_{acc1} = sovraccarico accidentale a tergo muro [kPa]	20,0		
$q_{acc\ sisma}$ = sovraccarico accidentale a tergo muro con sisma [kPa]	0,0	$q_{acc\ sisma}$ = sovraccarico accidentale a tergo muro con sisma [kPa]	0,0		
q_{perm2} = sovraccarico permanente su ciabatta [kPa]	0,0	q_{perm2} = sovraccarico permanente su ciabatta [kPa]	0,0		
q_{acc} = sovraccarico accidentale su ciabatta [kPa]	0,0	q_{acc2} = sovraccarico accidentale su ciabatta [kPa]	0,0		
$q_{acc\ sisma}$ = sovraccarico accidentale su ciabatta con sisma [kPa]	0,0	$q_{acc\ sisma}$ = sovraccarico accidentale su ciabatta con sisma [kPa]	0,0		
Presenza Guard-Rail (Si/No)	no	Presenza Guard-Rail (Si/No)	no		
Strutture frangivento [m]	0,0	Strutture frangivento [m]	0,0		
Strutture a sbalzo [m]	0,0	Strutture a sbalzo [m]	0,0		
γ_t = peso di volume terreno [kN/m ³]	19,0	γ_t = peso di volume terreno [kN/m ³]	19,0		
ϕ_k = angolo di attrito terreno di riempimento [°]	35,0	ϕ_k = angolo di attrito terreno di riempimento [°]	35,0		
ϕ'_d = angolo di attrito terreno di riempimento [°]	29,3	ϕ'_d = angolo di attrito terreno di riempimento [°]	29,3		
δ'_k = angolo di attrito Muro-Terreno di riempimento [°]	21,0	δ'_k = angolo di attrito Muro-Terreno di riempimento [°]	21,0		
δ'_d = angolo di attrito Muro-Terreno di riempimento [°]	17,1	δ'_d = angolo di attrito Muro-Terreno di riempimento [°]	17,1		
c'_k = coesione [kPa]	0,0	c'_k = coesione [kPa]	0,0		
c'_d = coesione [kPa]	0,0	c'_d = coesione [kPa]	0,0		
K_a (M1) = coefficiente di spinta attiva	0,390	K_a (M1) = coefficiente di spinta attiva	0,390		
K_a (M2) = coefficiente di spinta attiva	0,530	K_a (M2) = coefficiente di spinta attiva	0,530		
$K_{a(\delta/\psi=0)}$ (M1) = coefficiente di spinta attiva ($\delta/\psi=0$)	0,359	$K_{a(\delta/\psi=0)}$ (M1) = coefficiente di spinta attiva ($\delta/\psi=0$)	0,359		
$K_{a(\delta/\psi=0)}$ (M2) = coefficiente di spinta attiva ($\delta/\psi=0$)	0,487	$K_{a(\delta/\psi=0)}$ (M2) = coefficiente di spinta attiva ($\delta/\psi=0$)	0,487		
a_y/g (acc. sismica associabile)	0,148	a_y/g (acc. sismica associabile)	0,148		
Categoria di sottosuolo	C	γ (fattore di importanza)	1,30		
S (coefficiente di suolo = $S_S \times S_T$)	1,48	S (coefficiente di suolo = $S_S \times S_T$)	1,48		
β_m (fattore riduzione accelerazione)	0,24	β_m (fattore riduzione accelerazione)	0,24		
k_h (coefficiente sismico orizzontale)	0,053	k_h (coefficiente sismico orizzontale)	0,053		
k_v (coefficiente sismico verticale)	-0,026	k_v (coefficiente sismico verticale)	0,026		
θ_{max} = rotazione addizionale muro-terreno (evento sismico)	3,095	θ_{max} = rotazione addizionale muro-terreno (evento sismico)	3,095		
K_{as} (M1) = coefficiente di spinta attiva sismica	0,403	K_{as} (M1) = coefficiente di spinta attiva sismica	0,403		
K_{as} (M2) = coefficiente di spinta attiva sismica	0,509	K_{as} (M2) = coefficiente di spinta attiva sismica	0,509		
Spinta passiva presa in considerazione [%]	0	Spinta passiva presa in considerazione [%]	0		
Risultante spinta passiva [kN/m]	0,00	Risultante spinta passiva [kN/m]	0,00		
Calcolo delle spinte		Calcolo delle spinte sull'elevazione			
Z_0 (M1+A1) = altezza di autosostegno [m]	0,00	Z_0 (M1+A1) = altezza di autosostegno [m]	0,00		
Z_0 (M2+A2) = altezza di autosostegno [m]	0,00	Z_0 (M2+A2) = altezza di autosostegno [m]	0,00		
P_A (M1+A1) = Risultante spinta attiva [kN/m]	919,69	P_A (M1+A1) = Risultante spinta attiva [kN/m]	766,28		
P_A (M2+A2) = Risultante spinta attiva [kN/m]	981,02	P_A (M2+A2) = Risultante spinta attiva [kN/m]	818,79		
P_A (SLE) = Risultante spinta attiva [kN/m]	692,27	P_A (SLE) = Risultante spinta attiva [kN/m]	575,70		
P_{AV} (M1+A1) = Componente verticale [kN/m]	403,17	P_{AV} (M1+A1) = Componente verticale [kN/m]	335,91		
P_{AV} (M2+A2) = Componente verticale [kN/m]	368,63	P_{AV} (M2+A2) = Componente verticale [kN/m]	314,05		
P_{AV} (SLE) = Componente verticale [kN/m]	303,47	P_{AV} (SLE) = Componente verticale [kN/m]	252,37		
P_{AH1} (M1+A1) = Spinta orizzontale terreno [kN/m]	735,49	P_{AH1} (M1+A1) = Spinta orizzontale terreno [kN/m]	602,64		
P_{AH1} (M2+A2) = Spinta orizzontale terreno [kN/m]	744,92	P_{AH1} (M2+A2) = Spinta orizzontale terreno [kN/m]	610,37		
P_{AH1} (SLE) = Spinta orizzontale terreno [kN/m]	533,47	P_{AH1} (SLE) = Spinta orizzontale terreno [kN/m]	437,11		
P_{AH2} (M1+A1) = Spinta orizzontale sovraccarico [kN/m]	141,16	P_{AH2} (M1+A1) = Spinta orizzontale sovraccarico [kN/m]	127,77		
P_{AH2} (M2+A2) = Spinta orizzontale sovraccarico [kN/m]	161,07	P_{AH2} (M2+A2) = Spinta orizzontale sovraccarico [kN/m]	145,80		
P_{AH2} (SLE) = Spinta orizzontale sovraccarico [kN/m]	88,73	P_{AH2} (SLE) = Spinta orizzontale sovraccarico [kN/m]	80,32		
Z_{0sis} (M1+A1) = altezza di autosostegno [m]	0,00	Z_{0sis} (M1+A1) = altezza di autosostegno [m]	0,00		
Z_{0sis} (M2+A2) = altezza di autosostegno [m]	0,00	Z_{0sis} (M2+A2) = altezza di autosostegno [m]	0,00		
P_{Atsis} (M1+A1) = Spinta attiva sismica terreno [kN/m]	629,47	P_{Atsis} = Spinta attiva sismica terreno [kN/m]	515,77		
P_{Atsis} (M2+A2) = Spinta attiva sismica terreno [kN/m]	795,04	P_{Atsis} (M2+A2) = Spinta attiva sismica terreno [kN/m]	651,43		
P_{Aqsis} (M1+A1) = Spinta attiva sismica sovraccarico [kN/m]	0,00	P_{Aqsis} = Spinta attiva sismica sovraccarico [kN/m]	0,00		
P_{Aqsis} (M2+A2) = Spinta attiva sismica sovraccarico [kN/m]	0,00	P_{Aqsis} (M2+A2) = Spinta attiva sismica sovraccarico [kN/m]	0,00		
$P_{AH1(\delta/\psi=0)}$ (M1+A1) = Spinta orizz. terreno [kN/m]	544,29	$P_{AH1(\delta/\psi=0)}$ (M1+A1) = Spinta orizz. terreno [kN/m]	445,97		
$P_{AH1(\delta/\psi=0)}$ (M2+A2) = Spinta orizz. terreno [kN/m]	738,35	$P_{AH1(\delta/\psi=0)}$ (M2+A2) = Spinta orizz. terreno [kN/m]	604,98		
$P_{AH2(\delta/\psi=0)}$ (M1+A1) = Spinta orizz. sovraccarico [kN/m]	0,00	$P_{AH2(\delta/\psi=0)}$ (M1+A1) = Spinta orizz. sovraccarico [kN/m]	0,00		
$P_{AH2(\delta/\psi=0)}$ (M2+A2) = Spinta orizz. sovraccarico [kN/m]	0,00	$P_{AH2(\delta/\psi=0)}$ (M2+A2) = Spinta orizz. sovraccarico [kN/m]	0,00		
ΔP_{AHtsis} (M1+A1) = Componente dinamica terreno [kN/m]	85,19	ΔP_{AHtsis} = Componente dinamica terreno [kN/m]	69,80		
ΔP_{AHtsis} (M2+A2) = Componente dinamica terreno [kN/m]	56,69	ΔP_{AHtsis} (M2+A2) = Componente dinamica terreno [kN/m]	46,45		
ΔP_{AHqsis} (M1+A1) = Componente dinamica sovraccarico [kN/m]	0,00	ΔP_{AHqsis} = Componente dinamica sovraccarico [kN/m]	0,00		
ΔP_{AHqsis} (M2+A2) = Componente dinamica sovraccarico [kN/m]	0,00	ΔP_{AHqsis} (M2+A2) = Componente dinamica sovraccarico [kN/m]	0,00		
Azioni dovute all'urto		Azioni dovute all'urto			
Condizioni statiche	T_u = Reazione orizzontale [kN/m]	0,000	Condizioni statiche	T_u = Reazione orizzontale [kN/m]	0,00
	M_u = Momento flettente [kNm/m]	0,00		M_u = Momento flettente [kNm/m]	0,00
Azioni dovute alle strutture frangivento		Azioni dovute alle strutture frangivento			
Condizioni statiche	T_r = Reazione orizzontale [kN/m]	0,00	Condizioni statiche	T_r = Reazione orizzontale [kN/m]	0,00
	M_r = Momento flettente [kNm/m]	0,00		M_r = Momento flettente [kNm/m]	0,00
Azioni dovute alle strutture a sbalzo		Azioni dovute alle strutture a sbalzo			
Condizioni statiche	N_{sb} = Carico assiale [kN/m]	0,00	Condizioni statiche	N_{sb} = Carico assiale [kN/m]	0,00
	M_{sb} = Momento flettente [kNm/m]	0,00		M_{sb} = Momento flettente [kNm/m]	0,00
Condizioni sismiche	N_{sb} = Carico assiale [kN/m]	0,00	Condizioni sismiche	N_{sb} = Carico assiale [kN/m]	0,00
	M_{sb} = Momento flettente [kNm/m]	0,00		M_{sb} = Momento flettente [kNm/m]	0,00
	T_{sb} = Forza orizzontale sismica [kN/m]	0,00		T_{sb} = Forza orizzontale sismica [kN/m]	0,00
Numero di corsie [-]	0,0	Numero di corsie [m]	0,0		
W_{sb} = Peso proprio [kN/m]	0,0	W_{sb} = Peso proprio [kN/m]	0,0		
q_{sb} = Carico agente sulla struttura [kN/m]	0,0	q_{sb} = Carico agente sulla struttura [kN/m]	0,0		

Analisi dei carichi e verifiche globali (M2+A2)														
Forze verticali statiche [kN/m]					Forze orizzontali statiche [kN/m]									
W _{p1}	240,00	b _{p1o}	4,00	b _{p1B}	0,00	P _{AH1} (M2+A2)	744,92	b _{AH1}	4,22					
W _{p2}	0,00	b _{p2o}	1,00	b _{p2B}	3,00	P _{AH2(q1)} (M2+A2)	161,07	b _{AH2}	6,33					
W _{p3}	76,97	b _{p3o}	1,65	b _{p3B}	2,35	Forze orizzontali sismiche [kN/m]								
W _{p4}	82,10	b _{p4o}	1,20	b _{p4B}	2,80	F _{p1}	12,63	b _{p1}	0,60					
W _{p5}	0,00	b _{p5o}	1,20	b _{p5B}	2,80	F _{p2}	0,00	b _{p2}	3,94					
W _{t1}	154,23	b _{t1o}	6,33	b _{t1B}	-2,33	F _{p3}	4,05	b _{p3}	3,94					
W _{t2}	912,54	b _{t2o}	5,08	b _{t2B}	-1,08	F _{p4}	4,32	b _{p4}	5,31					
W _{t3}	58,50	b _{t3o}	1,90	b _{t3B}	2,10	F _{p5}	0,00	b _{p5}	9,41					
W _{q2statioo}	0,00	b _{q2statio}	5,08	b _{q2statioB}	-1,08	F _{t1}	8,12	b _{t1}	10,49					
P _{AV} (M2+A2)	368,63	b _{AVo}	8,00	b _{AVB}	-4,00	F _{t2}	48,04	b _{t2}	5,31					
Forze verticali sismiche [kN/m]					Forze verticali e orizzontali statiche (EQU) [kN/m]									
F _{vp1}	6,32	b _{p1o}	4,00	b _{p1B}	0,00	P _{AV} (EQU)	417,50	b _{AVo}	8,00					
F _{vp2}	0,00	b _{p2o}	1,00	b _{p2B}	3,00	P _{AH1} (EQU)	819,41	b _{AH1}	4,22					
F _{vp3}	2,03	b _{p3o}	1,65	b _{p3B}	2,35	P _{AH2(q1)} (EQU)	185,86	b _{AH2}	6,33					
F _{vp4}	2,16	b _{p4o}	1,20	b _{p4B}	2,80	Verifiche in condizioni statiche								
F _{vp5}	0,00	b _{p5o}	1,20	b _{p5B}	2,80	Verifica al ribaltamento								
F _{vt1}	4,06	b _{t1o}	6,33	b _{t1B}	-2,33	Momento stabilizzante [kNm/m]	8946,89	Momento stabilizzante [kNm/m]	6722,89					
F _{vt2}	24,02	b _{t2o}	5,08	b _{t2B}	-1,08	Momento ribaltante [kNm/m]	4633,31	Momento ribaltante [kNm/m]	3761,31					
F _{vt3}	1,54	b _{t3o}	1,90	b _{t3B}	2,10	F _s	1,93 > 1,0	F _s	1,79 > 1,0					
Verifica a scorrimento					Verifica a scorrimento									
Risultante carichi orizzontali [kN/m]					Risultante carichi orizzontali [kN/m]									
Risultante carichi verticali [kN/m]					Risultante carichi verticali [kN/m]									
Angolo d'attrito terreno [°]					Angolo d'attrito terreno [°]									
Coefficiente d'attrito					Coefficiente d'attrito									
F _s					F _s									
Sollecitazione in baricentro fondazione					Sollecitazione in baricentro fondazione									
Risultante delle azioni normali al piano [kN]					Risultante delle azioni normali al piano [kN]									
Risultante delle azioni parallele al piano [kN]					Risultante delle azioni parallele al piano [kN]									
Momento baricentrico [kNm/m]					Momento baricentrico [kNm/m]									
Eccentricità [m]					Eccentricità [m]									
B/6 [m]					B/6 [m]									
La sezione non è parzializzata					La sezione è parzializzata									
Distribuzione tensioni con smax a valle					Distribuzione tensioni con smax a valle									
σ _{max} (smax scaricata sul terreno) [kPa]					σ _{max} (smax scaricata sul terreno) [kPa]									
σ _{min} (smin scaricata sul terreno) [kPa]					σ _{min} (smin scaricata sul terreno) [kPa]									
Lunghezza tratto compresso [m]					Lunghezza tratto compresso [m]									
Verifica al carico limite					Verifica al carico limite									
γ _e = Peso di volume equivalente [kN/m ³]					γ _e = Peso di volume equivalente [kN/m ³]									
φ terreno di fondazione [°]					φ terreno di fondazione [°]									
c' terreno di fondazione [kPa]					c' terreno di fondazione [kPa]									
D Profondità piano fondazione [m]					D Profondità piano fondazione [m]									
Inclinazione piano campagna ω [°]					Inclinazione piano campagna ω [°]									
B _{fondazione} [m]					B _{fondazione} [m]									
Eccentricità [m]					Eccentricità [m]									
B'=B-2e [m]					B'=B-2e [m]									
B/6 [m]					B/6 [m]									
H _w = Altezza del cuneo bac [m]					H _w = Altezza del cuneo bac [m]									
Coefficienti di capacità portante					N _c					N _c				
					N _q					N _q				
					d _q					d _q				
					d _c					d _c				
					i _r					i _r				
					i _q					i _q				
					i _c					i _c				
					b _r					b _r				
					b _q					b _q				
					b _c					b _c				
					γ _r					γ _r				
					γ _q					γ _q				
					γ _c					γ _c				
					Carico limite [kPa]					Carico limite [kPa]				
Carico sul piano di posa [kPa]					Carico sul piano di posa [kPa]									
F _s					F _s									

Sollecitazioni (STR) sul paramento e sulla suola di fondazione									
Forze verticali statiche [kN/m]					Forze orizzontali statiche [kN/m]				
W _{p2}	0.00	b _{p2o}	1.00	b _{p2B}	3.00	P _{AH1}	651.00	d _{AH1}	3.82
W _{p3}	77.00	b _{p3o}	1.65	b _{p3B}	2.35	P _{AH2}	128.13	d _{AH2}	5.73
W _{p4}	82.13	b _{p4o}	1.20	b _{p4B}	2.80	Forze orizzontali sismiche [kN/m]			
W _{p5}	0.00	b _{p5o}	1.20	b _{p5B}	2.80	F _{p2}	0.00	b _{p2}	2.74
W _{t1}	154.23	b _{t1o}	6.33	b _{t1B}	-2.33	F _{p3}	7.22	b _{p3}	2.74
W _{t2}	912.87	b _{t2o}	5.08	b _{t2B}	-1.08	F _{p4}	7.70	b _{p4}	4.11
W _{t3}	58.52	b _{t3o}	1.90	b _{t3B}	2.10	F _{p5}	0.00	b _{p5}	8.21
P _{AV}	358.32	b _{AVo}	8.00	b _{AVB}	-4.00	F _{t1}	14.46	b _{t1}	8.36
W _{q2statico}	0.00	b _{qo}	5.08	b _{qB}	-1.08	F _{t2}	85.58	b _{t2}	4.11
W _{q2sis}	0.00	b _{qo}	5.08	b _{qB}	-1.08	F _{t3}	5.49	b _{t3}	5.48
Forze verticali sismiche [kN/m]					P _{AH1(d=0)}	446.20	d _{AH1}	3.82	
F _{vp2}	0.00	b _{p2o}	1.00	b _{p2B}	3.00	P _{AH2(d=0)}	40.98	d _{AH2}	5.73
F _{vp3}	3.61	b _{p3o}	1.65	b _{p3B}	2.35	ΔP _{AHtsis}	90.62	b _{ΔAHt}	7.64
F _{vp4}	3.85	b _{p4o}	1.20	b _{p4B}	2.80	ΔP _{AHqsis}	6.12	b _{ΔAHq}	5.73
F _{vp5}	0.00	b _{p5o}	1.20	b _{p5B}	2.80				
F _{vt1}	7.23	b _{t1o}	6.33	b _{t1B}	-2.33				
F _{vt2}	42.79	b _{t2o}	5.08	b _{t2B}	-1.08				
F _{vt3}	2.74	b _{t3o}	1.90	b _{t3B}	2.10				
Sollecitazioni agenti sull'elevazione									
Verifiche in condizioni statiche					Verifiche in condizioni sismiche				
Passo di calcolo					10				
Altezza paramento [m]	Altezza sezione [m]	Momento [kNm/m]	Azione assiale [kN/m]	Taglio [kN/m]	Altezza paramento [m]	Altezza sezione [m]	Momento [kNm/m]	Azione assiale [kN/m]	Taglio [kN/m]
0.70	0.46	131.60	10.58	121.36	0.70	0.46	145.28	7.91	103.26
1.64	0.55	250.19	27.31	173.18	1.64	0.55	278.33	20.42	153.20
2.46	0.63	398.62	44.20	225.52	2.46	0.63	440.04	33.05	202.68
3.29	0.70	596.52	63.24	284.55	3.29	0.70	649.98	47.29	257.70
4.11	0.78	850.99	84.44	350.26	4.11	0.78	913.48	63.14	318.27
4.93	0.85	1169.16	107.80	422.66	4.93	0.85	1235.84	80.61	384.39
5.75	0.93	1558.14	133.31	501.75	5.75	0.93	1622.40	99.68	456.07
6.57	1.00	2025.03	160.97	587.52	6.57	1.00	2078.47	120.37	533.28
7.39	1.08	2576.96	190.80	679.98	7.39	1.08	2609.39	142.67	616.05
8.21	1.15	3221.03	222.78	779.13	8.21	1.15	3220.46	166.59	704.37
Sollecitazione alla base dell'elevazione					Sollecitazione alla base dell'elevazione				
Azione assiale [kN/m]				222.78	Azione assiale [kN/m]				166.59
Taglio [kN/m]				779.13	Taglio [kN/m]				704.37
Momento baricentrico [kNm/m]				3221.03	Momento baricentrico [kNm/m]				3220.46
Sollecitazioni agenti sulla ciabatta di fondazione di valle									
Verifiche in condizioni statiche					Verifiche in condizioni sismiche				
σ ₁ [kPa]	σ ₂ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	σ ₁ [kPa]	σ ₂ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]
569.60	507.36	1.00	274.43	538.48	496.41	419.22	1.00	235.34	457.82
Sollecitazioni agenti sulla ciabatta di fondazione di monte									
Verifiche in condizioni statiche					Verifiche in condizioni sismiche				
σ ₁ [kPa]	σ ₂ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	σ ₁ [kPa]	σ ₂ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]
71.68	435.78	5.85	-2024.77	183.22	0.00	330.45	4.28	-2950.74	-646.55

NB: σ₂ è il valore di tensione sulla sezione di incastro

NB: Il momento negativo tende le fibre di estradosso della fondazione

Sollecitazioni (M1+A1) sul paramento e sulla suola di fondazione

Forze verticali statiche [kN/m]					Forze orizzontali statiche [kN/m]					
W _{p2}	0,00	b _{p2o}	1,00	b _{p2B}	3,00	P _{AH1}	602,64	b _{AH1}	3,82	
W _{p3}	76,97	b _{p3o}	1,65	b _{p3B}	2,35	P _{AH2}	127,77	b _{AH2}	5,73	
W _{p4}	82,10	b _{p4o}	1,20	b _{p4B}	2,80	Forze orizzontali sismiche [kN/m]				
W _{p5}	0,00	b _{p5o}	1,20	b _{p5B}	2,80	F _{p2}	0,00	b _{p2}	2,74	
W _{t1}	154,23	b _{t1o}	6,33	b _{t1B}	-2,33	F _{p3}	4,05	b _{p3}	2,74	
W _{t2}	912,54	b _{t2o}	5,08	b _{t2B}	-1,08	F _{p4}	4,32	b _{p4}	4,11	
W _{t3}	58,50	b _{t3o}	1,90	b _{t3B}	2,10	F _{p5}	0,00	b _{p5}	8,21	
P _{AV}	335,91	b _{AVo}	8,00	b _{AVB}	-4,00	F _{t1}	8,12	b _{t1}	8,36	
W _{q2statico}	0,00	b _{qo}	5,08	b _{qB}	-1,08	F _{t2}	48,04	b _{t2}	4,11	
W _{q2sis}	0,00	b _{qo}	5,08	b _{qB}	-1,08	F _{t3}	3,08	b _{t3}	5,47	
Forze verticali sismiche [kN/m]					P _{AH1(d=0)}	445,97	b _{AH1}	3,82		
F _{vp2}	0,00	b _{p2o}	1,00	b _{p2B}	3,00	P _{AH2(d=0)}	0,00	b _{AH2}	5,73	
F _{vp3}	2,03	b _{p3o}	1,65	b _{p3B}	2,35	ΔP _{AHtsis}	69,80	b _{ΔAHt}	7,64	
F _{vp4}	2,16	b _{p4o}	1,20	b _{p4B}	2,80	ΔP _{AHqsis}	0,00	b _{ΔAHq}	5,73	
F _{vp5}	0,00	b _{p5o}	1,20	b _{p5B}	2,80					
F _{vt1}	4,06	b _{t1o}	6,33	b _{t1B}	-2,33					
F _{vt2}	24,02	b _{t2o}	5,08	b _{t2B}	-1,08					
F _{vt3}	1,54	b _{t3o}	1,90	b _{t3B}	2,10					

Sollecitazioni agenti sull'elevazione

Verifiche in condizioni statiche					Verifiche in condizioni sismiche				
Passo di calcolo					10				
Altezza paramento [m]	Altezza sezione [m]	Momento [kNm/m]	Azione assiale [kN/m]	Taglio [kN/m]	Altezza paramento [m]	Altezza sezione [m]	Momento [kNm/m]	Azione assiale [kN/m]	Taglio [kN/m]
0,82	0,48	135,79	11,67	121,34	0,82	0,48	110,36	9,22	79,01
1,64	0,55	235,71	25,35	164,26	1,64	0,55	197,92	20,01	113,78
2,46	0,63	375,52	41,02	213,37	2,46	0,63	319,71	32,39	153,87
3,28	0,70	561,91	58,70	268,66	3,28	0,70	480,70	46,34	199,28
2,15	0,60	317,09	34,81	193,92	2,15	0,60	268,93	27,48	137,96
4,93	0,85	1101,20	100,06	397,82	4,93	0,85	940,06	78,99	306,05
3,04	0,68	501,25	53,24	251,58	3,04	0,68	428,47	42,03	185,23
3,33	0,70	573,86	59,75	271,95	3,33	0,70	490,98	47,17	201,98
7,39	1,08	2426,92	177,11	637,98	7,39	1,08	2046,86	139,82	506,07
8,21	1,15	3033,43	206,79	730,41	8,21	1,15	2547,01	163,26	583,38

Sollecitazione alla base dell'elevazione**Sollecitazione alla base dell'elevazione**

Azione assiale [kN/m]	206,79	Azione assiale [kN/m]	163,26
Taglio [kN/m]	730,41	Taglio [kN/m]	583,38
Momento baricentrico [kNm/m]	3033,43	Momento baricentrico [kNm/m]	2547,01

Sollecitazioni agenti sulla ciabatta di fondazione di valle

Verifiche in condizioni statiche					Verifiche in condizioni sismiche				
σ ₁ [kPa]	σ ₂ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	σ ₁ [kPa]	σ ₂ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]
533,74	474,83	1,00	257,05	504,29	405,53	352,97	1,00	194,01	379,25

Sollecitazioni agenti sulla ciabatta di fondazione di monte

Verifiche in condizioni statiche					Verifiche in condizioni sismiche				
σ ₁ [kPa]	σ ₂ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	σ ₁ [kPa]	σ ₂ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]
62,46	407,08	5,85	-1911,75	72,65	0,00	292,53	5,57	-2381,17	-516,34

NB: σ₂ è il valore di tensione sulla sezione di incastro

NB: Il momento negativo tende le fibre di estradosso della fondazione

Sollecitazioni (SLE) sul paramento e sulla suola di fondazione

Forze verticali statiche [kN/m]					Forze orizzontali statiche [kN/m]					
W _{p2}	0,00	b _{p2o}	1,00	b _{p2B}	3,00	P _{AH1}	437,11	b _{AH1}	3,82	
W _{p3}	76,97	b _{p3o}	1,65	b _{p3B}	2,35	P _{AH2}	80,32	b _{AH2}	5,73	
W _{p4}	82,10	b _{p4o}	1,20	b _{p4B}	2,80	Forze orizzontali sismiche [kN/m]				
W _{p5}	0,00	b _{p5o}	1,20	b _{p5B}	2,80	F _{p2}	0,00	b _{p2}	2,74	
W _{t1}	154,23	b _{t1o}	6,33	b _{t1B}	-2,33	F _{p3}	4,05	b _{p3}	2,74	
W _{t2}	912,54	b _{t2o}	5,08	b _{t2B}	-1,08	F _{p4}	4,32	b _{p4}	4,11	
W _{t3}	58,50	b _{t3o}	1,90	b _{t3B}	2,10	F _{p5}	0,00	b _{p5}	8,21	
P _{AV}	252,37	b _{AVo}	8,00	b _{AVB}	-4,00	F _{t1}	8,12	b _{t1}	8,36	
W _{q2statico}	0,00	b _{qo}	5,08	b _{qB}	-1,08	F _{t2}	48,04	b _{t2}	4,11	
W _{q2sis}	0,00	b _{qo}	5,08	b _{qB}	-1,08	F _{t3}	3,08	b _{t3}	5,47	
Forze verticali sismiche [kN/m]					P _{AH1(d=0)}	445,97	b _{AH1}	3,82		
F _{vp2}	0,00	b _{p2o}	1,00	b _{p2B}	3,00	P _{AH2(d=0)}	0,00	b _{AH2}	5,73	
F _{vp3}	2,03	b _{p3o}	1,65	b _{p3B}	2,35	ΔP _{AHtsis}	69,80	b _{ΔAHt}	7,64	
F _{vp4}	2,16	b _{p4o}	1,20	b _{p4B}	2,80	ΔP _{AHqsis}	0,00	b _{ΔAHq}	5,73	
F _{vp5}	0,00	b _{p5o}	1,20	b _{p5B}	2,80					
F _{vt1}	4,06	b _{t1o}	6,33	b _{t1B}	-2,33					
F _{vt2}	24,02	b _{t2o}	5,08	b _{t2B}	-1,08					
F _{vt3}	1,54	b _{t3o}	1,90	b _{t3B}	2,10					

Sollecitazioni agenti sull'elevazione

Verifiche in condizioni statiche					Verifiche in condizioni sismiche				
Passo di calcolo					10				
Altezza paramento [m]	Altezza sezione [m]	Momento [kNm/m]	Azione assiale [kN/m]	Taglio [kN/m]	Altezza paramento [m]	Altezza sezione [m]	Momento [kNm/m]	Azione assiale [kN/m]	Taglio [kN/m]
0,82	0,48	95,32	8,98	83,63	0,82	0,48	110,36	9,22	79,01
1,64	0,55	165,47	19,50	113,87	1,64	0,55	197,92	20,01	113,78
2,46	0,63	263,61	31,56	148,60	2,46	0,63	319,71	32,39	153,87
3,28	0,70	394,46	45,16	187,83	3,28	0,70	480,70	46,34	199,28
2,15	0,60	222,60	26,78	134,83	2,15	0,60	268,93	27,48	137,96
4,93	0,85	773,04	76,97	279,74	4,93	0,85	940,06	78,99	306,05
3,04	0,68	351,88	40,95	175,70	3,04	0,68	428,47	42,03	185,23
3,33	0,70	402,85	45,96	190,16	3,33	0,70	490,98	47,17	201,98
7,39	1,08	1703,69	136,23	451,28	7,39	1,08	2046,86	139,82	506,07
8,21	1,15	2129,46	159,07	517,43	8,21	1,15	2547,01	163,26	583,38

Sollecitazione alla base dell'elevazione				Sollecitazione alla base dell'elevazione			
Azione assiale [kN/m]				159,07			
Taglio [kN/m]				517,43			
Momento baricentrico [kNm/m]				2129,46			
Azione assiale [kN/m]				163,26			
Taglio [kN/m]				583,38			
Momento baricentrico [kNm/m]				2547,01			

Sollecitazioni agenti sulla ciabatta di fondazione di valle

Verifiche in condizioni statiche					Verifiche in condizioni sismiche				
σ ₁ [kPa]	σ ₂ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	σ ₁ [kPa]	σ ₂ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]
385,86	346,52	1,00	186,37	366,19	405,53	352,97	1,00	194,01	379,25

Sollecitazioni agenti sulla ciabatta di fondazione di monte

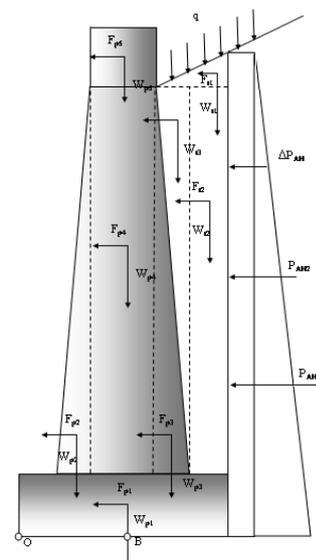
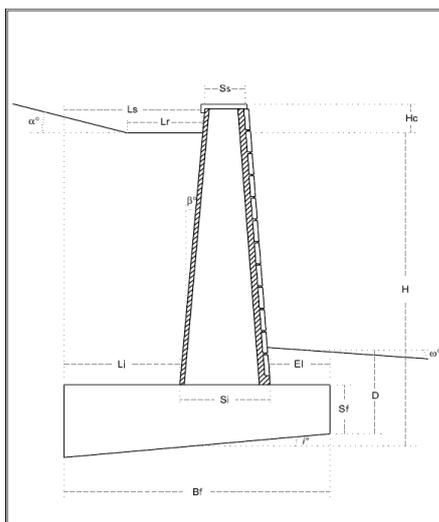
Verifiche in condizioni statiche					Verifiche in condizioni sismiche				
σ ₁ [kPa]	σ ₂ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	σ ₁ [kPa]	σ ₂ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]
71,09	301,27	5,85	-1275,44	-211,63	0,00	292,53	5,57	-2381,17	-516,34

NB: σ₂ è il valore di tensione sulla sezione di incastro

NB: Il momento negativo tende le fibre di estradosso della fondazione

13.5.4 GEO – sezione B pk 523.48

Dati di carattere generale	
Definire tipologia muro (Ordinario [1] o Prefabb/Contraff [2])	1
H = altezza [m]	9.24
H _c = altezza cordolo [m]	0.00
S _s = spessore superiore [m]	0.40
S _i = spessore inferiore [m]	1.15
L _i = scarpa interna inferiore [m]	5.85
L _s = scarpa interna superiore [m]	6.60
E _i = scarpa esterna inferiore [m]	1.000
B _f = base fondazione [m]	8.00
S _f = spessore fondazione [m]	1.20
L _r = lunghezza tratto rettilineo su ciabatta [m]	1.60
γ _c = Peso di volume calcestruzzo [kN/m ³]	25
Inclinazione del paramento interno β (°)	5.0
Inclinazione della fondazione del paramento i (°)	0.0
Inclinazione piano campagna a tergo dell'opera α (°)	33.0
Parametri terreno di riempimento	
γ _d = Peso di volume [kN/m ³]	19
φ _k = angolo di attrito terreno di riempimento [°]	35
c' _k = coesione [kPa]	0
Parametri terreno di fondazione	
d _w = Dislivello tra base fondazione e falda [m]	10
γ _d = Peso di volume [kN/m ³]	19
φ _k = angolo di attrito terreno di fondazione [°]	40
c' _k = coesione [kPa]	0
c _u = coesione non drenata [kPa]	0



Calcolo spinta					
Stabilità globale e dimensionamento fondazione		Dimensionamento elevazione			
α (M1) = inclinazione del terrapieno [°]	33,0	α (M1) = inclinazione del terrapieno [°]	33,0		
α (M2) = inclinazione del terrapieno [°]	29,3	α (M2) = inclinazione del terrapieno [°]	29,3		
β = inclinazione paramento [°]	5,0	β = inclinazione paramento [°]	5,0		
(δ/ψ) = attrito muro-terreno (per muri a T=1)	0,60	(δ/ψ) = attrito muro-terreno (per muri a T=1)	0,60		
(δ/ψ) = attrito muro-terreno (tra terreno ed elevazione)	0,60	(δ/ψ) = attrito muro-terreno (tra terreno ed elevazione)	0,60		
q_{perm1} = sovraccarico permanente a tergo del muro [kPa]	0,0	q_{perm1} = sovraccarico permanente a tergo del muro [kPa]	0,0		
q_{acc} = sovraccarico accidentale a tergo muro [kPa]	20,0	q_{acc1} = sovraccarico accidentale a tergo muro [kPa]	20,0		
$q_{acc\ sisma}$ = sovraccarico accidentale a tergo muro con sisma [kPa]	0,0	$q_{acc\ sisma}$ = sovraccarico accidentale a tergo muro con sisma [kPa]	0,0		
q_{perm2} = sovraccarico permanente su ciabatta [kPa]	0,0	q_{perm2} = sovraccarico permanente su ciabatta [kPa]	0,0		
q_{acc} = sovraccarico accidentale su ciabatta [kPa]	0,0	q_{acc2} = sovraccarico accidentale su ciabatta [kPa]	0,0		
$q_{acc\ sisma}$ = sovraccarico accidentale su ciabatta con sisma [kPa]	0,0	$q_{acc\ sisma}$ = sovraccarico accidentale su ciabatta con sisma [kPa]	0,0		
Presenza Guard-Rail (Si/No)	no	Presenza Guard-Rail (Si/No)	no		
Strutture frangivento [m]	0,0	Strutture frangivento [m]	0,0		
Strutture a sbalzo [m]	0,0	Strutture a sbalzo [m]	0,0		
γ_t = peso di volume terreno [kN/m ³]	19,0	γ_t = peso di volume terreno [kN/m ³]	19,0		
ϕ_k = angolo di attrito terreno di riempimento [°]	35,0	ϕ_k = angolo di attrito terreno di riempimento [°]	35,0		
ϕ'_d = angolo di attrito terreno di riempimento [°]	29,3	ϕ'_d = angolo di attrito terreno di riempimento [°]	29,3		
δ'_k = angolo di attrito Muro-Terreno di riempimento [°]	21,0	δ'_k = angolo di attrito Muro-Terreno di riempimento [°]	21,0		
δ'_d = angolo di attrito Muro-Terreno di riempimento [°]	17,1	δ'_d = angolo di attrito Muro-Terreno di riempimento [°]	17,1		
c'_k = coesione [kPa]	0,0	c'_k = coesione [kPa]	0,0		
c'_d = coesione [kPa]	0,0	c'_d = coesione [kPa]	0,0		
K_a (M1) = coefficiente di spinta attiva	0,387	K_a (M1) = coefficiente di spinta attiva	0,387		
K_a (M2) = coefficiente di spinta attiva	0,523	K_a (M2) = coefficiente di spinta attiva	0,523		
$K_{a(\delta/\psi=0)}$ (M1) = coefficiente di spinta attiva ($\delta/\psi=0$)	0,356	$K_{a(\delta/\psi=0)}$ (M1) = coefficiente di spinta attiva ($\delta/\psi=0$)	0,356		
$K_{a(\delta/\psi=0)}$ (M2) = coefficiente di spinta attiva ($\delta/\psi=0$)	0,482	$K_{a(\delta/\psi=0)}$ (M2) = coefficiente di spinta attiva ($\delta/\psi=0$)	0,482		
a_g/g (acc. sismica associabile)	0,148	a_g/g (acc. sismica associabile)	0,148		
Categoria di sottosuolo	C	γ (fattore di importanza)	1,30		
S (coefficiente di suolo = $S_S \times S_T$)	1,48	S (coefficiente di suolo = $S_S \times S_T$)	1,48		
β_m (fattore riduzione accelerazione)	0,24	β_m (fattore riduzione accelerazione)	0,24		
k_h (coefficiente sismico orizzontale)	0,053	k_h (coefficiente sismico orizzontale)	0,053		
k_v (coefficiente sismico verticale)	-0,026	k_v (coefficiente sismico verticale)	0,026		
θ_{max} = rotazione addizionale muro-terreno (evento sismico)	3,095	θ_{max} = rotazione addizionale muro-terreno (evento sismico)	3,095		
K_{as} (M1) = coefficiente di spinta attiva sismica	0,400	K_{as} (M1) = coefficiente di spinta attiva sismica	0,400		
K_{as} (M2) = coefficiente di spinta attiva sismica	0,516	K_{as} (M2) = coefficiente di spinta attiva sismica	0,516		
Spinta passiva presa in considerazione [%]	0	Spinta passiva presa in considerazione [%]	0		
Risultante spinta passiva [kN/m]	0,00	Risultante spinta passiva [kN/m]	0,00		
Calcolo delle spinte		Calcolo delle spinte sull'elevazione			
Z_0 (M1+A1) = altezza di autosostegno [m]	0,00	Z_0 (M1+A1) = altezza di autosostegno [m]	0,00		
Z_0 (M2+A2) = altezza di autosostegno [m]	0,00	Z_0 (M2+A2) = altezza di autosostegno [m]	0,00		
P_A (M1+A1) = Risultante spinta attiva [kN/m]	890,22	P_A (M1+A1) = Risultante spinta attiva [kN/m]	739,93		
P_A (M2+A2) = Risultante spinta attiva [kN/m]	944,52	P_A (M2+A2) = Risultante spinta attiva [kN/m]	786,45		
P_A (SLE) = Risultante spinta attiva [kN/m]	669,91	P_A (SLE) = Risultante spinta attiva [kN/m]	555,74		
P_{AV} (M1+A1) = Componente verticale [kN/m]	390,24	P_{AV} (M1+A1) = Componente verticale [kN/m]	324,36		
P_{AV} (M2+A2) = Componente verticale [kN/m]	354,91	P_{AV} (M2+A2) = Componente verticale [kN/m]	301,64		
P_{AV} (SLE) = Componente verticale [kN/m]	293,67	P_{AV} (SLE) = Componente verticale [kN/m]	243,62		
P_{AH1} (M1+A1) = Spinta orizzontale terreno [kN/m]	710,36	P_{AH1} (M1+A1) = Spinta orizzontale terreno [kN/m]	580,39		
P_{AH1} (M2+A2) = Spinta orizzontale terreno [kN/m]	715,47	P_{AH1} (M2+A2) = Spinta orizzontale terreno [kN/m]	584,56		
P_{AH1} (SLE) = Spinta orizzontale terreno [kN/m]	515,24	P_{AH1} (SLE) = Spinta orizzontale terreno [kN/m]	420,97		
P_{AH2} (M1+A1) = Spinta orizzontale sovraccarico [kN/m]	138,19	P_{AH2} (M1+A1) = Spinta orizzontale sovraccarico [kN/m]	124,91		
P_{AH2} (M2+A2) = Spinta orizzontale sovraccarico [kN/m]	156,81	P_{AH2} (M2+A2) = Spinta orizzontale sovraccarico [kN/m]	141,74		
P_{AH2} (SLE) = Spinta orizzontale sovraccarico [kN/m]	86,87	P_{AH2} (SLE) = Spinta orizzontale sovraccarico [kN/m]	78,52		
Z_{0sis} (M1+A1) = altezza di autosostegno [m]	0,00	Z_{0sis} (M1+A1) = altezza di autosostegno [m]	0,00		
Z_{0sis} (M2+A2) = altezza di autosostegno [m]	0,00	Z_{0sis} (M2+A2) = altezza di autosostegno [m]	0,00		
P_{Atsis} (M1+A1) = Spinta attiva sismica terreno [kN/m]	608,11	P_{Atsis} = Spinta attiva sismica terreno [kN/m]	496,85		
P_{Atsis} (M2+A2) = Spinta attiva sismica terreno [kN/m]	784,47	P_{Atsis} (M2+A2) = Spinta attiva sismica terreno [kN/m]	640,94		
P_{Aqsis} (M1+A1) = Spinta attiva sismica sovraccarico [kN/m]	0,00	P_{Aqsis} = Spinta attiva sismica sovraccarico [kN/m]	0,00		
P_{Aqsis} (M2+A2) = Spinta attiva sismica sovraccarico [kN/m]	0,00	P_{Aqsis} (M2+A2) = Spinta attiva sismica sovraccarico [kN/m]	0,00		
$P_{AH1(\delta/\psi=0)}$ (M1+A1) = Spinta orizz. terreno [kN/m]	525,34	$P_{AH1(\delta/\psi=0)}$ (M1+A1) = Spinta orizz. terreno [kN/m]	429,22		
$P_{AH1(\delta/\psi=0)}$ (M2+A2) = Spinta orizz. terreno [kN/m]	711,27	$P_{AH1(\delta/\psi=0)}$ (M2+A2) = Spinta orizz. terreno [kN/m]	581,13		
$P_{AH2(\delta/\psi=0)}$ (M1+A1) = Spinta orizz. sovraccarico [kN/m]	0,00	$P_{AH2(\delta/\psi=0)}$ (M1+A1) = Spinta orizz. sovraccarico [kN/m]	0,00		
$P_{AH2(\delta/\psi=0)}$ (M2+A2) = Spinta orizz. sovraccarico [kN/m]	0,00	$P_{AH2(\delta/\psi=0)}$ (M2+A2) = Spinta orizz. sovraccarico [kN/m]	0,00		
ΔP_{AHtsis} (M1+A1) = Componente dinamica terreno [kN/m]	82,78	ΔP_{AHtsis} = Componente dinamica terreno [kN/m]	67,63		
ΔP_{AHtsis} (M2+A2) = Componente dinamica terreno [kN/m]	73,20	ΔP_{AHtsis} (M2+A2) = Componente dinamica terreno [kN/m]	59,81		
ΔP_{AHqsis} (M1+A1) = Componente dinamica sovraccarico [kN/m]	0,00	ΔP_{AHqsis} = Componente dinamica sovraccarico [kN/m]	0,00		
ΔP_{AHqsis} (M2+A2) = Componente dinamica sovraccarico [kN/m]	0,00	ΔP_{AHqsis} (M2+A2) = Componente dinamica sovraccarico [kN/m]	0,00		
Azioni dovute all'urto		Azioni dovute all'urto			
Condizioni statiche	T_u = Reazione orizzontale [kN/m]	0,000	Condizioni statiche	T_u = Reazione orizzontale [kN/m]	0,00
	M_u = Momento flettente [kNm/m]	0,00		M_u = Momento flettente [kNm/m]	0,00
Azioni dovute alle strutture frangivento		Azioni dovute alle strutture frangivento			
Condizioni statiche	T_r = Reazione orizzontale [kN/m]	0,00	Condizioni statiche	T_r = Reazione orizzontale [kN/m]	0,00
	M_r = Momento flettente [kNm/m]	0,00		M_r = Momento flettente [kNm/m]	0,00
Azioni dovute alle strutture a sbalzo		Azioni dovute alle strutture a sbalzo			
Condizioni statiche	N_{sb} = Carico assiale [kN/m]	0,00	Condizioni statiche	N_{sb} = Carico assiale [kN/m]	0,00
	M_{sb} = Momento flettente [kNm/m]	0,00		M_{sb} = Momento flettente [kNm/m]	0,00
Condizioni sismiche	N_{sb} = Carico assiale [kN/m]	0,00	Condizioni sismiche	N_{sb} = Carico assiale [kN/m]	0,00
	M_{sb} = Momento flettente [kNm/m]	0,00		M_{sb} = Momento flettente [kNm/m]	0,00
	T_{sb} = Forza orizzontale sismica [kN/m]	0,00		T_{sb} = Forza orizzontale sismica [kN/m]	0,00
Numero di corsie [-]	0,0	Numero di corsie [m]	0,0		
W_{sb} = Peso proprio [kN/m]	0,0	W_{sb} = Peso proprio [kN/m]	0,0		
q_{sb} = Carico agente sulla struttura [kN/m]	0,0	q_{sb} = Carico agente sulla struttura [kN/m]	0,0		

Analisi dei carichi e verifiche globali (M2+A2)											
Forze verticali statiche [kN/m]					Forze orizzontali statiche [kN/m]						
W _{p1}	240,00	b _{p1o}	4,00	b _{p1B}	0,00	P _{AH1} (M2+A2)	715,47	b _{AH1}	4,16		
W _{p2}	0,00	b _{p2o}	1,00	b _{p2B}	3,00	P _{AH2(q1)} (M2+A2)	156,81	b _{AH2}	6,24		
W _{p3}	75,38	b _{p3o}	1,65	b _{p3B}	2,35	Forze orizzontali sismiche [kN/m]					
W _{p4}	80,40	b _{p4o}	1,20	b _{p4B}	2,80	F _{p1}	12,63	b _{p1}	0,60		
W _{p5}	0,00	b _{p5o}	1,20	b _{p5B}	2,80	F _{p2}	0,00	b _{p2}	3,88		
W _{t1}	154,23	b _{t1o}	6,33	b _{t1B}	-2,33	F _{p3}	3,97	b _{p3}	3,88		
W _{t2}	893,65	b _{t2o}	5,08	b _{t2B}	-1,08	F _{p4}	4,23	b _{p4}	5,22		
W _{t3}	57,29	b _{t3o}	1,90	b _{t3B}	2,10	F _{p5}	0,00	b _{p5}	9,24		
W _{q2stato0}	0,00	b _{q2stato0}	5,08	b _{q2stato0B}	-1,08	F _{t1}	8,12	b _{t1}	10,32		
P _{AV} (M2+A2)	354,91	b _{AVo}	8,00	b _{AVB}	-4,00	F _{t2}	47,04	b _{t2}	5,22		
Forze verticali sismiche [kN/m]					Forze verticali e orizzontali statiche (EQU) [kN/m]						
F _{vp1}	6,32	b _{p1o}	4,00	b _{p1B}	0,00	P _{AH1(z=0)} (M2+A2)	711,27	b _{AH1}	4,16		
F _{vp2}	0,00	b _{p2o}	1,00	b _{p2B}	3,00	P _{AH2(z=0)(q1)} (M2+A2)	0,00	b _{AH2}	6,24		
F _{vp3}	1,98	b _{p3o}	1,65	b _{p3B}	2,35	ΔP _{AH1sis} (M2+A2)	73,20	b _{ΔAH}	4,16		
F _{vp4}	2,12	b _{p4o}	1,20	b _{p4B}	2,80	ΔP _{AH2sis(q1)} (M2+A2)	0,00	b _{ΔAH}	4,62		
F _{vp5}	0,00	b _{p5o}	1,20	b _{p5B}	2,80	Forze verticali e orizzontali statiche (EQU) [kN/m]					
F _{vt1}	4,06	b _{t1o}	6,33	b _{t1B}	-2,33	P _{AV} (EQU)	402,00	b _{AVo}	8,00		
F _{vt2}	23,52	b _{t2o}	5,08	b _{t2B}	-1,08	P _{AH1} (EQU)	787,02	b _{AH1}	4,16		
F _{vt3}	1,51	b _{t3o}	1,90	b _{t3B}	2,10	P _{AH2(q1)} (EQU)	180,94	b _{AH2}	6,24		
Verifiche in condizioni statiche					Verifiche in condizioni sismiche						
Verifica al ribaltamento					Verifica al ribaltamento						
Momento stabilizzante [kNm/m]					8752,87	Momento stabilizzante [kNm/m]					6622,74
Momento ribaltante [kNm/m]					4405,52	Momento ribaltante [kNm/m]					3659,44
F _s					1,99 > 1,0	F _s					1,81 > 1,0
Verifica a scorrimento					Verifica a scorrimento						
Risultante carichi orizzontali [kN/m]					872,28	Risultante carichi orizzontali [kN/m]					863,48
Risultante carichi verticali [kN/m]					1855,85	Risultante carichi verticali [kN/m]					1461,44
Angolo d'attrito terreno [°]					33,9	Angolo d'attrito terreno [°]					33,9
Coefficiente d'attrito					1,00	Coefficiente d'attrito					1,00
F _s					1,43 > 1,0	F _s					1,14 > 1,0
Sollecitazione in baricentro fondazione					Sollecitazione in baricentro fondazione						
Risultante delle azioni normali al piano [kN]					1855,85	Risultante delle azioni normali al piano [kN]					1540,45
Risultante delle azioni parallele al piano [kN]					872,28	Risultante delle azioni parallele al piano [kN]					863,48
Momento baricentrico [kNm/m]					1739,45	Momento baricentrico [kNm/m]					2840,44
Eccentricità [m]					0,94	Eccentricità [m]					1,84
B/6 [m]					1,33	B/6 [m]					1,33
La sezione non è parzializzata					La sezione è parzializzata						
Distribuzione tensioni con smax a valle					Distribuzione tensioni con smax a valle						
σ _{max} (smax scaricata sul terreno) [kPa]					395,05	σ _{max} (smax scaricata sul terreno) [kPa]					476,31
σ _{min} (smin scaricata sul terreno) [kPa]					68,91	σ _{min} (smin scaricata sul terreno) [kPa]					0,00
Lunghezza tratto compresso [m]					8,00	Lunghezza tratto compresso [m]					6,47
Verifica al carico limite					Verifica al carico limite						
γ _e = Peso di volume equivalente [kN/m ³]					19,00	γ _e = Peso di volume equivalente [kN/m ³]					19,00
φ terreno di fondazione [°]					33,87	φ terreno di fondazione [°]					33,87
c' terreno di fondazione [kPa]					0,00	c' terreno di fondazione [kPa]					0,00
D Profondità piano fondazione [m]					2,20	D Profondità piano fondazione [m]					2,20
Inclinazione piano campagna ω [°]					0,00	Inclinazione piano campagna ω [°]					0,00
B _{fondazione} [m]					8,00	B _{fondazione} [m]					8,00
Eccentricità [m]					0,94	Eccentricità [m]					1,84
B'=B-2e [m]					6,13	B'=B-2e [m]					4,31
B/6 [m]					1,33	B/6 [m]					1,33
H _w = Altezza del cuneo bac [m]					5,74	H _w = Altezza del cuneo bac [m]					4,04
Coefficienti di capacità portante	N _c				40,26	Coefficienti di capacità portante	N _c				40,26
	N _q				41,69		N _q				41,69
	N _γ				28,99		N _γ				28,99
	d _q				1,09		d _q				1,13
	d _c				1,10		d _c				1,14
	i _r				0,15		i _r				0,08
	i _q				0,28		i _q				0,19
	i _c				0,26		i _c				0,16
	b _r				1,00		b _r				1,00
	b _q				1,00		b _q				1,00
	b _c				1,00		b _c				1,00
	γ _r				1,00		γ _r				1,00
	γ _q				1,00		γ _q				1,00
	γ _c				1,00		γ _c				1,00
Carico limite [kPa]					721,24	Carico limite [kPa]					405,38
Carico sul piano di posa [kPa]					302,97	Carico sul piano di posa [kPa]					357,23
F _s					2,38 > 1,0	F _s					1,13 > 1,0

Sollecitazioni (M1+A1) sul paramento e sulla suola di fondazione

Forze verticali statiche [kN/m]					Forze orizzontali statiche [kN/m]					
W _{p2}	0,00	b _{p2o}	1,00	b _{p2B}	3,00	P _{AH1}	580,39	b _{AH1}	3,76	
W _{p3}	75,38	b _{p3o}	1,65	b _{p3B}	2,35	P _{AH2}	124,91	b _{AH2}	5,64	
W _{p4}	80,40	b _{p4o}	1,20	b _{p4B}	2,80	Forze orizzontali sismiche [kN/m]				
W _{p5}	0,00	b _{p5o}	1,20	b _{p5B}	2,80	F _{p2}	0,00	b _{p2}	2,68	
W _{t1}	154,23	b _{t1o}	6,33	b _{t1B}	-2,33	F _{p3}	3,97	b _{p3}	2,68	
W _{t2}	893,65	b _{t2o}	5,08	b _{t2B}	-1,08	F _{p4}	4,23	b _{p4}	4,02	
W _{t3}	57,29	b _{t3o}	1,90	b _{t3B}	2,10	F _{p5}	0,00	b _{p5}	8,04	
P _{AV}	324,36	b _{AVo}	8,00	b _{AVB}	-4,00	F _{t1}	8,12	b _{t1}	8,19	
W _{q2statico}	0,00	b _{qo}	5,08	b _{qB}	-1,08	F _{t2}	47,04	b _{t2}	4,02	
W _{q2sis}	0,00	b _{qo}	5,08	b _{qB}	-1,08	F _{t3}	3,02	b _{t3}	5,36	
Forze verticali sismiche [kN/m]					P _{AH1(d=0)}	429,22	b _{AH1}	3,76		
F _{vp2}	0,00	b _{p2o}	1,00	b _{p2B}	3,00	P _{AH2(d=0)}	0,00	b _{AH2}	5,64	
F _{vp3}	1,98	b _{p3o}	1,65	b _{p3B}	2,35	ΔP _{AHtsis}	67,63	b _{ΔAHt}	7,52	
F _{vp4}	2,12	b _{p4o}	1,20	b _{p4B}	2,80	ΔP _{AHqsis}	0,00	b _{ΔAHq}	5,64	
F _{vp5}	0,00	b _{p5o}	1,20	b _{p5B}	2,80					
F _{vt1}	4,06	b _{t1o}	6,33	b _{t1B}	-2,33					
F _{vt2}	23,52	b _{t2o}	5,08	b _{t2B}	-1,08					
F _{vt3}	1,51	b _{t3o}	1,90	b _{t3B}	2,10					

Sollecitazioni agenti sull'elevazione

Verifiche in condizioni statiche					Verifiche in condizioni sismiche				
Passo di calcolo					10				
Altezza paramento [m]	Altezza sezione [m]	Momento [kNm/m]	Azione assiale [kN/m]	Taglio [kN/m]	Altezza paramento [m]	Altezza sezione [m]	Momento [kNm/m]	Azione assiale [kN/m]	Taglio [kN/m]
0,80	0,48	133,55	11,43	119,59	0,80	0,48	108,21	9,03	77,86
1,61	0,55	229,89	24,82	161,11	1,61	0,55	192,50	19,60	111,55
2,41	0,63	364,05	40,17	208,52	2,41	0,63	309,24	31,72	150,29
3,22	0,70	542,31	57,49	261,82	3,22	0,70	463,05	45,38	194,10
2,15	0,60	315,79	34,96	192,43	2,15	0,60	267,35	27,60	137,11
4,82	0,85	1056,15	97,99	386,09	4,82	0,85	900,37	77,36	296,90
3,04	0,68	499,20	53,53	249,65	3,04	0,68	425,98	42,26	184,08
3,33	0,71	571,52	60,10	269,85	3,33	0,71	488,13	47,45	200,72
7,24	1,08	2314,19	173,44	616,66	7,24	1,08	1949,89	136,93	489,05
8,04	1,15	2888,54	202,51	705,30	8,04	1,15	2423,17	159,88	563,23

Sollecitazione alla base dell'elevazione				Sollecitazione alla base dell'elevazione			
Azione assiale [kN/m]				202,51			
Taglio [kN/m]				705,30			
Momento baricentrico [kNm/m]				2888,54			
Azione assiale [kN/m]				159,88			
Taglio [kN/m]				563,23			
Momento baricentrico [kNm/m]				2423,17			

Sollecitazioni agenti sulla ciabatta di fondazione di valle

Verifiche in condizioni statiche					Verifiche in condizioni sismiche				
σ ₁ [kPa]	σ ₂ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	σ ₁ [kPa]	σ ₂ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]
514,18	458,81	1,00	247,86	486,49	390,09	340,70	1,00	186,81	365,40

Sollecitazioni agenti sulla ciabatta di fondazione di monte

Verifiche in condizioni statiche					Verifiche in condizioni sismiche				
σ ₁ [kPa]	σ ₂ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	σ ₁ [kPa]	σ ₂ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]
71,19	395,13	5,85	-1803,96	83,30	0,00	283,90	5,75	-2267,81	-493,85

NB: σ₂ è il valore di tensione sulla sezione di incastro

NB: Il momento negativo tende le fibre di estradosso della fondazione

Sollecitazioni (SLE) sul paramento e sulla suola di fondazione

Forze verticali statiche [kN/m]					Forze orizzontali statiche [kN/m]					
W _{p2}	0,00	b _{p2o}	1,00	b _{p2B}	3,00	P _{AH1}	420,97	b _{AH1}	3,76	
W _{p3}	75,38	b _{p3o}	1,65	b _{p3B}	2,35	P _{AH2}	78,52	b _{AH2}	5,64	
W _{p4}	80,40	b _{p4o}	1,20	b _{p4B}	2,80	Forze orizzontali sismiche [kN/m]				
W _{p5}	0,00	b _{p5o}	1,20	b _{p5B}	2,80	F _{p2}	0,00	b _{p2}	2,68	
W _{t1}	154,23	b _{t1o}	6,33	b _{t1B}	-2,33	F _{p3}	3,97	b _{p3}	2,68	
W _{t2}	893,65	b _{t2o}	5,08	b _{t2B}	-1,08	F _{p4}	4,23	b _{p4}	4,02	
W _{t3}	57,29	b _{t3o}	1,90	b _{t3B}	2,10	F _{p5}	0,00	b _{p5}	8,04	
P _{AV}	243,62	b _{AVo}	8,00	b _{AVB}	-4,00	F _{t1}	8,12	b _{t1}	8,19	
W _{q2statico}	0,00	b _{qo}	5,08	b _{qB}	-1,08	F _{t2}	47,04	b _{t2}	4,02	
W _{q2sis}	0,00	b _{qo}	5,08	b _{qB}	-1,08	F _{t3}	3,02	b _{t3}	5,36	
Forze verticali sismiche [kN/m]					P _{AH1(d=0)}	429,22	b _{AH1}	3,76		
F _{vp2}	0,00	b _{p2o}	1,00	b _{p2B}	3,00	P _{AH2(d=0)}	0,00	b _{AH2}	5,64	
F _{vp3}	1,98	b _{p3o}	1,65	b _{p3B}	2,35	ΔP _{AHtsis}	67,63	b _{ΔAHt}	7,52	
F _{vp4}	2,12	b _{p4o}	1,20	b _{p4B}	2,80	ΔP _{AHqsis}	0,00	b _{ΔAHq}	5,64	
F _{vp5}	0,00	b _{p5o}	1,20	b _{p5B}	2,80					
F _{vt1}	4,06	b _{t1o}	6,33	b _{t1B}	-2,33					
F _{vt2}	23,52	b _{t2o}	5,08	b _{t2B}	-1,08					
F _{vt3}	1,51	b _{t3o}	1,90	b _{t3B}	2,10					

Sollecitazioni agenti sull'elevazione

Verifiche in condizioni statiche					Verifiche in condizioni sismiche				
Passo di calcolo					10				
Altezza paramento [m]	Altezza sezione [m]	Momento [kNm/m]	Azione assiale [kN/m]	Taglio [kN/m]	Altezza paramento [m]	Altezza sezione [m]	Momento [kNm/m]	Azione assiale [kN/m]	Taglio [kN/m]
0,80	0,48	93,71	8,79	82,41	0,80	0,48	108,21	9,03	77,86
1,61	0,55	161,32	19,10	111,66	1,61	0,55	192,50	19,60	111,55
2,41	0,63	255,47	30,90	145,19	2,41	0,63	309,24	31,72	150,29
3,22	0,70	380,56	44,22	182,99	3,22	0,70	463,05	45,38	194,10
2,15	0,60	221,60	26,89	133,80	2,15	0,60	267,35	27,60	137,11
4,82	0,85	741,13	75,38	271,40	4,82	0,85	900,37	77,36	296,90
3,04	0,68	350,31	41,18	174,35	3,04	0,68	425,98	42,26	184,08
3,33	0,71	401,05	46,23	188,69	3,33	0,71	488,13	47,45	200,72
7,24	1,08	1623,94	133,41	436,06	7,24	1,08	1949,89	136,93	489,05
8,04	1,15	2026,98	155,78	499,49	8,04	1,15	2423,17	159,88	563,23

Sollecitazione alla base dell'elevazione**Sollecitazione alla base dell'elevazione**

Azione assiale [kN/m]	155,78	Azione assiale [kN/m]	159,88
Taglio [kN/m]	499,49	Taglio [kN/m]	563,23
Momento baricentrico [kNm/m]	2026,98	Momento baricentrico [kNm/m]	2423,17

Sollecitazioni agenti sulla ciabatta di fondazione di valle

Verifiche in condizioni statiche					Verifiche in condizioni sismiche				
σ ₁ [kPa]	σ ₂ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	σ ₁ [kPa]	σ ₂ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]
371,82	334,95	1,00	179,77	353,39	390,09	340,70	1,00	186,81	365,40

Sollecitazioni agenti sulla ciabatta di fondazione di monte

Verifiche in condizioni statiche					Verifiche in condizioni sismiche				
σ ₁ [kPa]	σ ₂ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	σ ₁ [kPa]	σ ₂ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]
76,83	292,54	5,85	-1200,91	-200,25	0,00	283,90	5,75	-2267,81	-493,85

NB: σ₂ è il valore di tensione sulla sezione di incastro

NB: Il momento negativo tende le fibre di estradosso della fondazione

13.6 VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE

L'analisi delle condizioni di equilibrio sia nel caso statico che sismico, viene svolta con ricorso al codice di calcolo SLIDE vers. 5.0 (Rocscience s.r.l.).

E' stato utilizzato un modello semplificato basato sulla nota teoria dell'equilibrio limite nell'ambito della quale i terreni sono stati caratterizzati mediante un legame costitutivo rigido-plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb (analisi in termini di sforzi efficaci).

Nel caso sismico, le forze di inerzia, orizzontali e verticali, applicati alle masse in condizioni sismiche sono valutate mediante i coefficienti k_h e k_v riportati nei paragrafi precedenti (13.4).

Con riferimento alla componente verticale, è stata applicata in entrambe le direzioni valutando la più sfavorevole.

13.6.1 Stati limite ultimi (SLU)

Le verifiche di stabilità in campo statico di opere in materiali sciolti, quali rilevati e terrapieni, devono essere eseguite secondo il seguente approccio (Par. 6.8.2 delle NTC 2008):

Approccio 1- Combinazione 2: A2 + M2 + R2

nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2, i coefficienti sulla resistenza globale (R2) sono riportati nella tabella successiva e le sole azioni variabili sono amplificate con i coefficienti del gruppo A2. I parametri di resistenza di progetto sono perciò inferiori a quelli caratteristici. In linea generale, per la Combinazione in oggetto, essendo i coefficienti parziali amplificativi delle azioni permanenti pari ad 1.0 e dei variabili pari ad 1.3 (gruppo A2), si opererà applicando in fase di calcolo un coefficiente moltiplicativo ai carichi variabili pari a $\gamma_Q=1.3$.

Nella seguente tabella si riportano i coefficienti parziali indicati dalla normativa (moltiplicativi per le azioni e riduttivi per i parametri di resistenza del terreno).

Combinazioni per analisi statiche SLU							
	Azioni (γ_F)				Proprietà del terreno (γ_M)		
	<i>Permanenti</i>		<i>Variabili</i>				
	Sfavorevoli	Favorevoli	Sfavorevoli	Favorevoli	$\tan \phi'$	c'	c_u
GEO (A2 + M2)	1.00	1.00	1.30	0.00	1.25	1.25	1.40

Il coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche relativamente ad ogni singolo SLU precedentemente analizzato è pari a:

Verifica	Coefficiente parziale (R2)
Instabilità globale dell'insieme terreno-opera	$\gamma_R=1.1$

13.6.2 GEO – sezione A pk 473.49

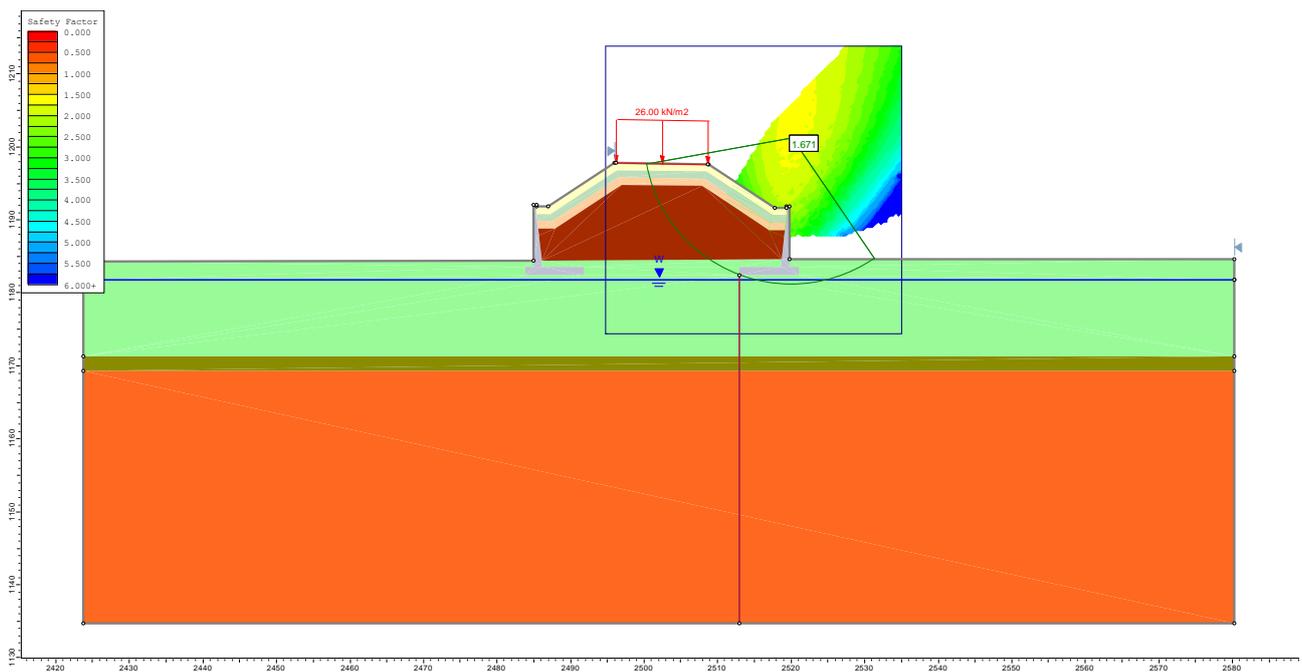
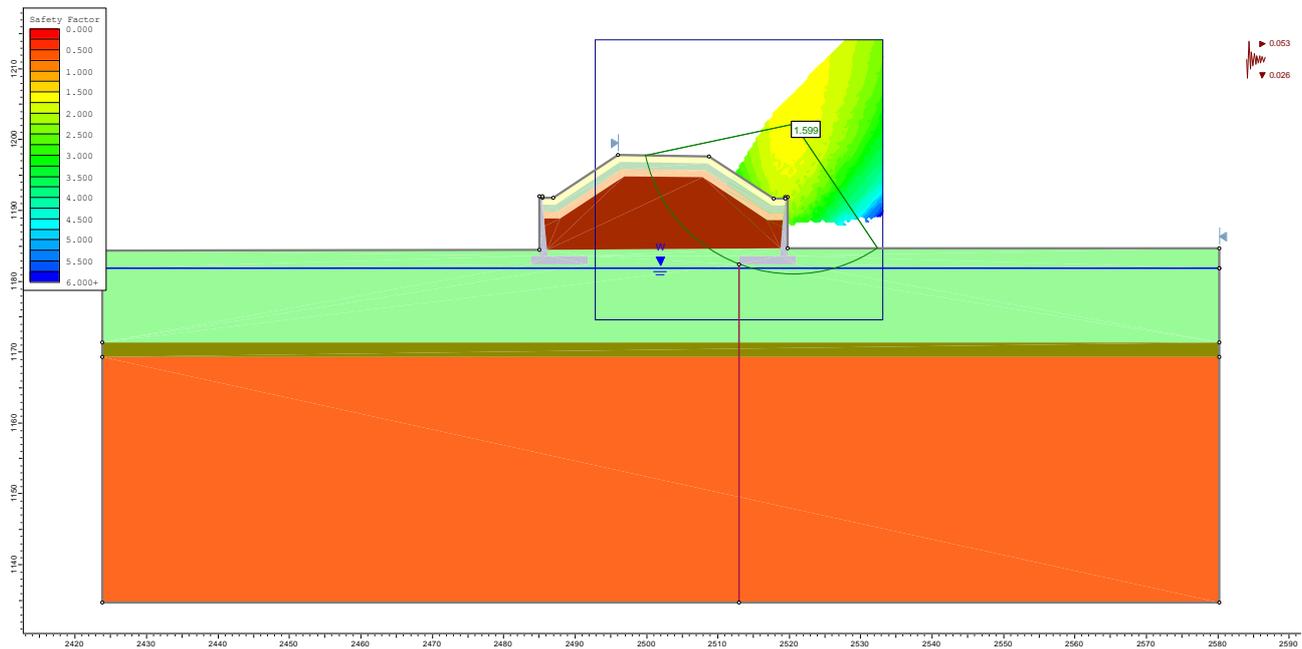


Figura 115 Analisi di stabilità – SLU GEO

Come si può notare dalla figura soprastante, l'analisi statica svolta in Slide mostra come la verifica di stabilità globale della sezione di calcolo sia verificata, con un fattore di sicurezza minimo di 1.67.

**Figura 116 Analisi di stabilità – SLU SISMA**

Come si può notare dalla figura soprastante, l'analisi statica svolta in Slide mostra come la verifica di stabilità globale della sezione di calcolo sia verificata, con un fattore di sicurezza minimo di 1.599.

13.6.3 GEO – sezione B pk 523.48

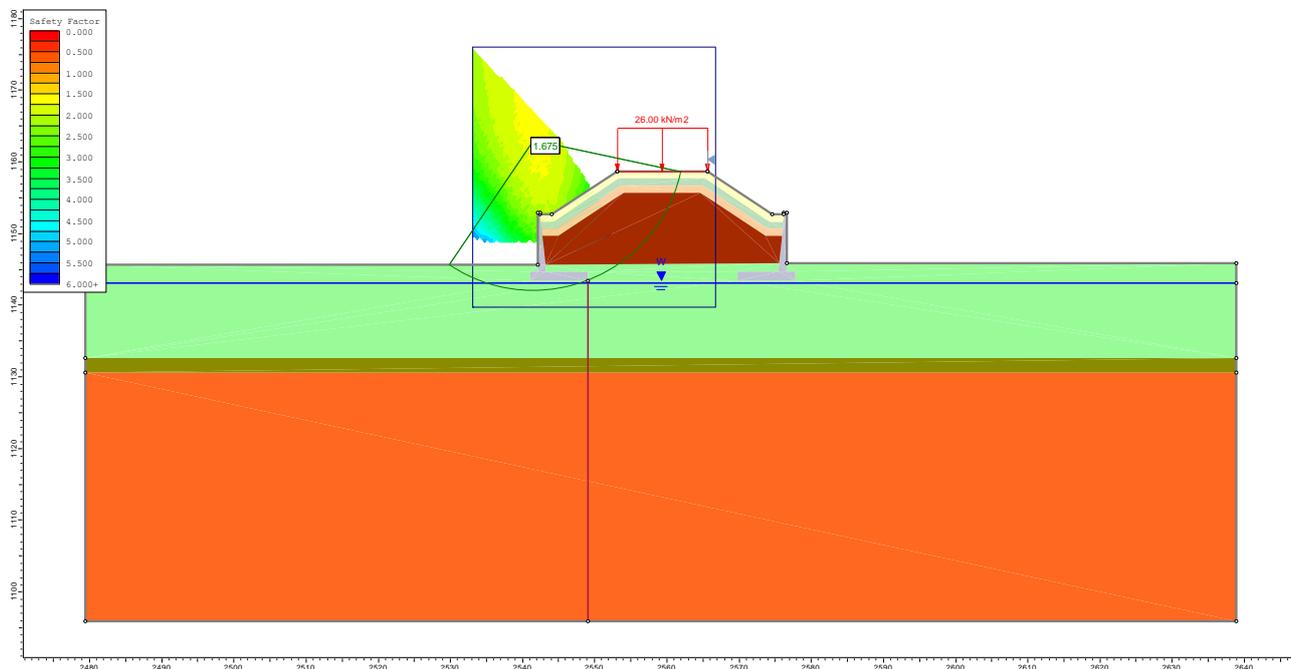


Figura 117 Analisi di stabilità – SLU GEO

Come si può notare dalla figura soprastante, l'analisi statica svolta in Slide mostra come la verifica di stabilità globale della sezione di calcolo sia verificata, con un fattore di sicurezza minimo di 1.675.

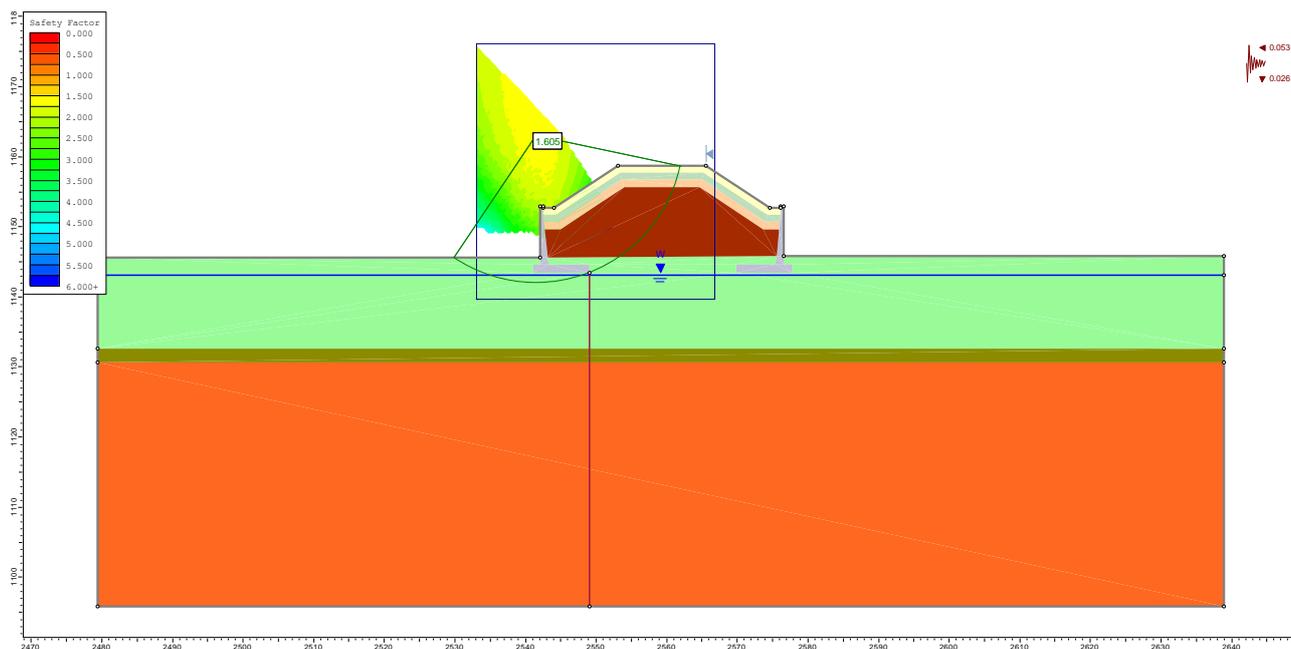


Figura 118 Analisi di stabilità – SLU SISMA



Come si può notare dalla figura soprastante, l'analisi statica svolta in Slide mostra come la verifica di stabilità globale della sezione di calcolo sia verificata, con un fattore di sicurezza minimo di 1.605.

13.7 VERIFICHE STRUTTURALI

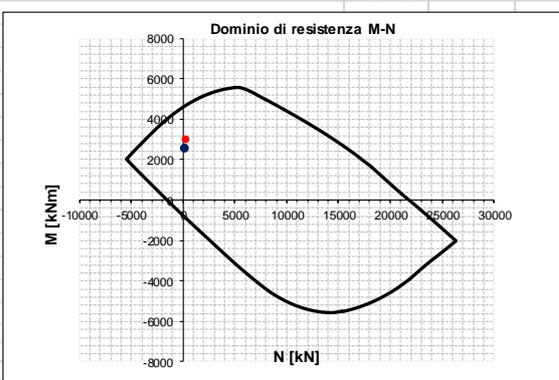
Le verifiche strutturali di deformazione e fessurazione sono state svolte secondo il metodo degli stati limite.

Di seguito, per le sezioni esaminate, sono forniti i risultati delle analisi eseguite che indicano le armature necessarie da applicare al fine di garantire la stabilità strutturale dell'opera.

L'elevazione e la fondazione sono state verificate su una sezione rettangolare di base $B=1.00$ m ed altezza S_{fsez} variabile a seconda della casistica in esame.

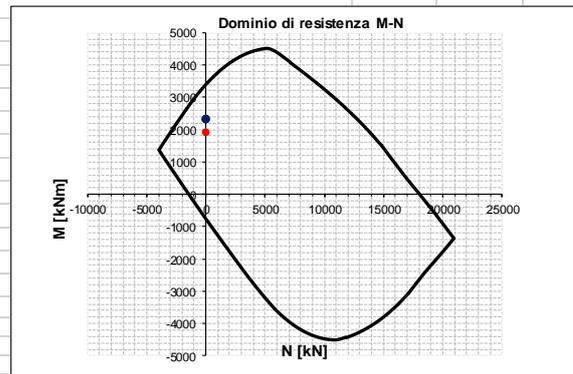
13.7.1 STR – sezione A pk 473.49

R20171214_Elevazione_base

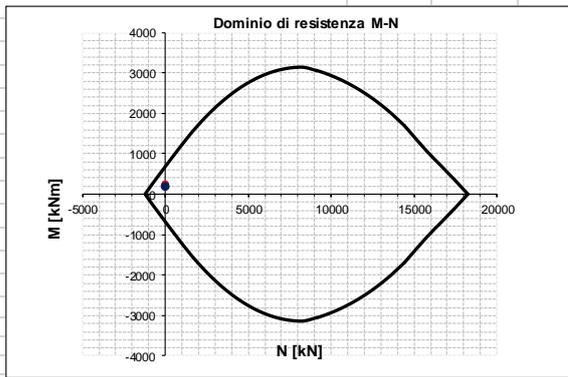
INPUT					OUTPUT				
SOLLECITAZIONI DI VERIFICA					VERIFICHE IN ESERCIZIO				
Combinazione	N_{Sd} [kN]	M_{Sd} [kNm]	V_{Sd} [kN]		Verifica Tensionale				σ limit
SLE Quasi Permanente	-159.0	2129.0	-		Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	α _c [Mpa] =	9.55	14.400	
SLE Frequente	-159.0	2129.0	-		Calcestruzzo SLE Rara	α _c [Mpa] =	9.55	19.200	
SLE Rara	-159.0	2129.0	-		Acciaio SLE Rara	α _s [Mpa] =	190.54	360.000	
SLU	-207.0	3033.0	730.0		Verifica di fessurazione				w limit
SLV	-163.0	2547.0	583.0		Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] =	0.194	0.200	
					Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] =	0.176	0.300	
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.					VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO				
Geometria della sezione					Sollecitazioni di progetto				
Base (ortogonale al Taglio)		B [cm]	100		Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{Sd} [kN]	730.0		
Altezza (parallela al Taglio)		H [cm]	115		Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{Sd} [kN]	-207.0		
Altezza utile della sezione		d [cm]	106		Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica				
Area di calcestruzzo		A _c [cm ²]	11500		Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	638.36		
Armatura longitudinale tesa					Verifica di resistenza dell'armatura specifica				
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	CoTan(θ) di progetto		cotan(θ)	2.5	
Numero Barre	n	10	10	0	Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	3150		
Diametro	φ [mm]	30	26	0	Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	1196		
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	6.5	12.5	0.0	Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	1196		
Area strato	A _s [cm ²]	70.69	53.09	0.00	Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{Sd}	1.64		
Rapporto di armatura	ρ [%]	1.169%			VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE				
Armatura longitudinale compressa					Sollecitazioni di progetto				
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	Momento sollecitante	M _{Sd} [kNm]	3033.0	2547.0	
Numero Barre	n	5	0	0	Sforzo Normale concomitante	N _{Sd} [kN]	-207.0	-163.0	
Diametro	φ [mm]	20	0	0	Verifica di resistenza in termini di momento				
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	6.0	0.0	0.0	Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	4654.4	4640.2	
Area strato	A _s [cm ²]	15.71	0.00	0.00	Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{Sd}	1.53	1.82	
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.148%			Verifica di resistenza in termini di sforzo normale				
Armatura trasversale					Sollecitazioni di progetto				
		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	4654.4	4640.2	
Diametro	φ [mm]	14	0	0	Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{Sd}	1.53	1.82	
Numero bracci	n _{bt}	2.5	0	0	Verifica di resistenza in termini di sforzo normale				
Passo	s _w [cm]	30	0	0	Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-	-	
Inclinazione	α [deg]	90	90	90	Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{Sd}	-	-	
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	12.83	0.00	0.00	Domínio di resistenza M-N				
CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI									
Concrete									
Resistenza cubica a compressione		RCK	40						
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione		f _{ck} [Mpa]	32.00						
Resistenza cilindrica media a compressione		f _{cm} [Mpa]	40.00						
Resistenza media a trazione per flessione		f _{ctm} [Mpa]	3.02						
Resistenza caratteristica a trazione per flessione		f _{ctk} [Mpa]	2.12						
Resistenza di progetto a compressione		f _{cd} [Mpa]	18.13						
Resistenza di progetto delle bielle compresse		f _{cd} [Mpa]	9.49						
Acciaio									
Resistenza di progetto a snervamento		f _{yd} [Mpa]	391.30						

R20171214_Fondazione_monte

INPUT				OUTPUT				
SOLLECITAZIONI DI VERIFICA				VERIFICHE IN ESERCIZIO				
Combinazione	N_{Sd} [kN]	M_{Sd} [kNm]	V_{Sd} [kN]				σ limit	
SLE Quasi Permanente	0.0	1275.0	-	Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	α _c [Mpa] =	5.85	11.250	
SLE Frequente	0.0	1275.0	-	Calcestruzzo SLE Rara	α _c [Mpa] =	5.85	15.000	
SLE Rara	0.0	1275.0	-	Acciaio SLE Rara	α _s [Mpa] =	158.21	360.000	
SLU	0.0	1912.0	73.0				w limit	
SLV	0.0	2318.0	516.0	Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] =	0.158	0.200	
				Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] =	0.140	0.300	
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.				VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO				
Geometria della sezione				Sollecitazioni di progetto				
Base (ortogonale al Taglio)		B [cm]	100	Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{Sd} [kN]	516.0		
Altezza (parallela al Taglio)		H [cm]	120	Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{Sd} [kN]	0.0		
Altezza utile della sezione		d [cm]	111	Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica				
Area di calcestruzzo		A _c [cm ²]	12000	Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	507.71		
Armatura longitudinale tesa				Coefficiente di sicurezza				
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	V _{Rd1} /V _{Sd}	0.98		
Numero Barre	n	10	10	0	Verifica di resistenza dell'armatura specifica			
Diametro	φ [mm]	26	20	0	CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2.5	
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	6.3	12.3	0.0	Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	2646	
Area strato	As [cm ²]	53.09	31.42	0.00	Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	944	
Rapporto di armatura	ρ [%]	0.758%			Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	944	
Armatura longitudinale compressa				Coefficiente di sicurezza				
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	V _{Rd} /V _{Sd}	1.83		
Numero Barre	n	5	0	0	VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE			
Diametro	φ [mm]	20	0	0	Sollecitazioni di progetto			
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	6.0	0.0	0.0	Momento sollecitante	M _{Sd} [kNm]	1912.0	
Area strato	As' [cm ²]	15.71	0.00	0.00	Sforzo Normale concomitante	N _{Sd} [kN]	0.0	
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.141%			Verifica di resistenza in termini di momento			
Armatura trasversale				SLU				
		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	3385.8	
Diametro	φ [mm]	14	0	0	Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{Sd}	1.77	
Numero bracci	n _{bi}	2.5	0	0	Verifica di resistenza in termini di sforzo normale			
Passo	s _w [cm]	40	0	0	SLU			
Inclinazione	α [deg]	90	90	90	Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-	
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	9.62	0.00	0.00	Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{Sd}	-	
CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI								
Concrete								
Resistenza cubica a compressione		RCK	30					
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]	25.00						
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]	33.00						
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]	2.56						
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]	1.80						
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]	14.17						
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd} [Mpa]	7.65						
Acciaio								
Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd} [Mpa]	391.30						



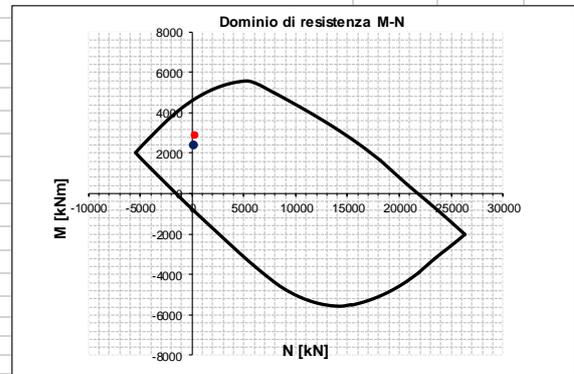
R20171214_Fondazione_valle

INPUT				OUTPUT			
SOLLECITAZIONI DI VERIFICA				VERIFICHE IN ESERCIZIO			
Combinazione	N_{Sd} [kN]	M_{Sd} [kNm]	V_{Sd} [kN]				σ limit
SLE Quasi Permanente	0.0	186.0	-	Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	α _c [Mpa] =	1.52	11.250
SLE Frequente	0.0	186.0	-	Calcestruzzo SLE Rara	α _c [Mpa] =	1.52	15.000
SLE Rara	0.0	186.0	-	Acciaio SLE Rara	α _s [Mpa] =	110.09	360.000
SLU	0.0	257.0	504.0				w limit
SLV	0.0	194.0	379.0	Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] =	0.000	0.200
				Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] =	0.000	0.300
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.				VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO			
Geometria della sezione				Sollecitazioni di progetto			
Base (ortogonale al Taglio)		B [cm]	100	Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{Sd} [kN]	504.0	
Altezza (parallela al Taglio)		H [cm]	120	Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{Sd} [kN]	0.0	
Altezza utile della sezione		d [cm]	114	Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica			
Area di calcestruzzo		A _c [cm ²]	12000	Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	337.17	
				Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{Sd}	0.67	
Armatura longitudinale tesa				Verifica di resistenza dell'armatura specifica			
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO			
Numero Barre	n	5	0	0	CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2.5
Diametro	φ [mm]	20	0	0	Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	2707
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	6.0	0.0	0.0	Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	966
Area strato	As [cm ²]	15.71	0.00	0.00	Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	966
Rapporto di armatura	ρ [%]	0.138%			Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{Sd}	1.92
Armatura longitudinale compressa				VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE			
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO			
Numero Barre	n	5	0	0	Sollecitazioni di progetto		
Diametro	φ [mm]	20	0	0	Momento sollecitante	M _{Sd} [kNm]	257.0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	6.0	0.0	0.0	Sforzo Normale concomitante	N _{Sd} [kN]	0.0
Area strato	As' [cm ²]	15.71	0.00	0.00	Verifica di resistenza in termini di momento		
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.138%			Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	687.2
Armatura trasversale				Verifica di resistenza in termini di sforzo normale			
		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-
Diametro	φ [mm]	14	0	0	Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{Sd}	-
Numero bracci	n _{bt}	2.5	0	0	Verifica di resistenza in termini di sforzo normale		
Passo	s _w [cm]	40	0	0	Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-
Inclinazione	α [deg]	90	90	90	Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{Sd}	-
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	9.62	0.00	0.00	Domini di resistenza M-N		
CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI							
Concrete							
Resistenza cubica a compressione		RCK	30				
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]	25.00					
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]	33.00					
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]	2.56					
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]	1.80					
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]	14.17					
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd} [Mpa]	7.65					
Acciaio							
Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd} [Mpa]	391.30					

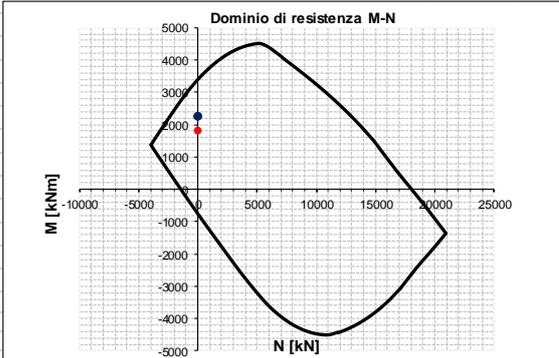
13.7.2 STR – sezione B pk 523.48

R20171214_Elevazione_base

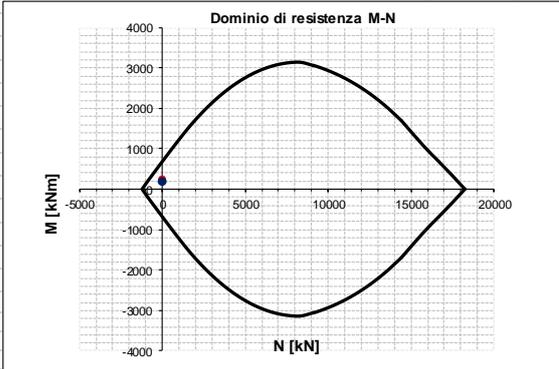
INPUT				OUTPUT			
SOLLECITAZIONI DI VERIFICA				VERIFICHE IN ESERCIZIO			
Combinazione	N_{Sd} [kN]	M_{Sd} [kNm]	V_{Sd} [kN]	Verifica Tensionale			σ limit
SLE Quasi Permanente	-156.0	2027.0	-	Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	α _c [Mpa] =	9.10	14.400
SLE Frequente	-156.0	2027.0	-	Calcestruzzo SLE Rara	α _c [Mpa] =	9.10	19.200
SLE Rara	-156.0	2027.0	-	Acciaio SLE Rara	α _s [Mpa] =	181.26	360.000
SLU	-203.0	2889.0	705.0	Verifica di fessurazione			w limit
SLV	-160.0	2423.0	563.0	Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] =	0.182	0.200
				Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] =	0.165	0.300
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.				VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO			
Geometria della sezione				Sollecitazioni di progetto			
Base (ortogonale al Taglio)		B [cm]	100	Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{Sd} [kN]	705.0	
Altezza (parallela al Taglio)		H [cm]	115	Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{Sd} [kN]	-203.0	
Altezza utile della sezione		d [cm]	106	Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica			
Area di calcestruzzo		A _c [cm ²]	11500	Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	637.80	
				Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{Sd}	0.90	
Armatura longitudinale tesa				Verifica di resistenza dell'armatura specifica			
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO			
Numero Barre	n	10	10	0	CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2.5
Diametro	φ [mm]	30	26	0	Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	3149
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	6.5	12.5	0.0	Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	1196
Area strato	As [cm ²]	70.69	53.09	0.00	Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	1196
Rapporto di armatura	ρ [%]	1.169%			Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{Sd}	1.70
Armatura longitudinale compressa				VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE			
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO			
Numero Barre	n	5	0	0	Sollecitazioni di progetto	SLU	SLV
Diametro	φ [mm]	20	0	0	Momento sollecitante	M _{Sd} [kNm]	2889.0 2423.0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	6.0	0.0	0.0	Sforzo Normale concomitante	N _{Sd} [kN]	-203.0 -160.0
Area strato	As' [cm ²]	15.71	0.00	0.00	Verifica di resistenza in termini di momento	SLU	SLV
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.148%			Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	4653.1 4639.3
Armatura trasversale				Verifica di resistenza in termini di sforzo normale			
		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	- -
Diametro	φ [mm]	14	0	0	Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{Sd}	- -
Numero bracci	n _{bt}	2.5	0	0			
Passo	s _w [cm]	30	0	0			
Inclinazione	α [deg]	90	90	90			
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	12.83	0.00	0.00			
CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI							
Concrete							
Resistenza cubica a compressione		RCK	40				
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione		f _{ck} [Mpa]	32.00				
Resistenza cilindrica media a compressione		f _{cm} [Mpa]	40.00				
Resistenza media a trazione per flessione		f _{ctm} [Mpa]	3.02				
Resistenza caratteristica a trazione per flessione		f _{ctk} [Mpa]	2.12				
Resistenza di progetto a compressione		f _{cd} [Mpa]	18.13				
Resistenza di progetto delle bielle compresse		f _{ctf} [Mpa]	9.49				
Acciaio							
Resistenza di progetto a snervamento		f _{yd} [Mpa]	391.30				



R20171214_Fondazione_monte

INPUT				OUTPUT				
SOLLECITAZIONI DI VERIFICA				VERIFICHE IN ESERCIZIO				
Combinazione	N_{Sd} [kN]	M_{Sd} [kNm]	V_{Sd} [kN]				σ limit	
SLE Quasi Permanente	0.0	1201.0	-	Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	α _c [Mpa] =	5.51	11.250	
SLE Frequente	0.0	1201.0	-	Calcestruzzo SLE Rara	α _c [Mpa] =	5.51	15.000	
SLE Rara	0.0	1201.0	-	Acciaio SLE Rara	α _s [Mpa] =	149.02	360.000	
SLU	0.0	1804.0	83.0				w limit	
SLV	0.0	2267.0	494.0	Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] =	0.146	0.200	
				Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] =	0.128	0.300	
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.				VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO				
Geometria della sezione				Sollecitazioni di progetto				
Base (ortogonale al Taglio)		B [cm]	100	Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{Sd} [kN]	494.0		
Altezza (parallela al Taglio)		H [cm]	120	Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{Sd} [kN]	0.0		
Altezza utile della sezione		d [cm]	111	Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica				
Area di calcestruzzo		A _c [cm ²]	12000	Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	507.71		
Armatura longitudinale tesa				Coefficiente di sicurezza				
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	V _{Rd1} /V _{Sd}	1.03		
Numero Barre	n	10	10	0	Verifica di resistenza dell'armatura specifica			
Diametro	φ [mm]	26	20	0	CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2.5	
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	6.3	12.3	0.0	Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	2646	
Area strato	As [cm ²]	53.09	31.42	0.00	Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	944	
Rapporto di armatura	ρ [%]	0.758%			Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	944	
Armatura longitudinale compressa				Coefficiente di sicurezza				
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	V _{Rd} /V _{Sd}	1.91		
Numero Barre	n	5	0	0	VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE			
Diametro	φ [mm]	20	0	0	Sollecitazioni di progetto			
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	6.0	0.0	0.0	Momento sollecitante	M _{Sd} [kNm]	1804.0	
Area strato	As' [cm ²]	15.71	0.00	0.00	Sforzo Normale concomitante	N _{Sd} [kN]	0.0	
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.141%			Verifica di resistenza in termini di momento			
Armatura trasversale				Verifica di resistenza in termini di sforzo normale				
		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-	
Diametro	φ [mm]	14	0	0	Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{Sd}	-	
Numero bracci	n _{bt}	2.5	0	0	Verifica di resistenza in termini di sforzo normale			
Passo	s _w [cm]	40	0	0	Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-	
Inclinazione	α [deg]	90	90	90	Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{Sd}	-	
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	9.62	0.00	0.00	Domino di resistenza M-N			
CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI								
Concrete								
Resistenza cubica a compressione		RCK	30					
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]	25.00						
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]	33.00						
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]	2.56						
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]	1.80						
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]	14.17						
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd} [Mpa]	7.65						
Acciaio								
Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd} [Mpa]	391.30						

R20171214_Fondazione_valle

INPUT				OUTPUT			
SOLLECITAZIONI DI VERIFICA				VERIFICHE IN ESERCIZIO			
Combinazione	N_{Sd} [kN]	M_{Sd} [kNm]	V_{Sd} [kN]				σ limit
SLE Quasi Permanente	0.0	180.0	-	Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	α _c [Mpa] =	1.47	11.250
SLE Frequente	0.0	180.0	-	Calcestruzzo SLE Rara	α _c [Mpa] =	1.47	15.000
SLE Rara	0.0	180.0	-	Acciaio SLE Rara	α _s [Mpa] =	106.53	360.000
SLU	0.0	248.0	486.0				w limit
SLV	0.0	187.0	365.0	Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] =	0.000	0.200
				Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] =	0.000	0.300
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.				VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO			
Geometria della sezione				Sollecitazioni di progetto			
Base (ortogonale al Taglio)		B [cm]	100	Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{Sd} [kN]	486.0	
Altezza (parallela al Taglio)		H [cm]	120	Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{Sd} [kN]	0.0	
Altezza utile della sezione		d [cm]	114	Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica			
Area di calcestruzzo		A _c [cm ²]	12000	Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	337.17	
Armatura longitudinale tesa				Coefficiente di sicurezza			
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	V _{Rd1} /V _{Sd}	0.69	
Numero Barre	n	5	0	0	Verifica di resistenza dell'armatura specifica		
Diametro	φ [mm]	20	0	0	CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2.5
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	6.0	0.0	0.0	Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	2707
Area strato	As [cm ²]	15.71	0.00	0.00	Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	966
Rapporto di armatura	ρ [%]	0.138%			Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	966
Armatura longitudinale compressa				Coefficiente di sicurezza			
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	V _{Rd} /V _{Sd}	1.99	
Numero Barre	n	5	0	0	VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE		
Diametro	φ [mm]	20	0	0	Sollecitazioni di progetto		
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	6.0	0.0	0.0	Momento sollecitante	M _{Sd} [kNm]	248.0
Area strato	As' [cm ²]	15.71	0.00	0.00	Sforzo Normale concomitante	N _{Sd} [kN]	0.0
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.138%			Verifica di resistenza in termini di momento		
Armatura trasversale				1° TIPO			
		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	SLU	SLV	
Diametro	φ [mm]	14	0	0	Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	687.2
Numero bracci	n _{bt}	2.5	0	0	Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{Sd}	2.77
Passo	s _w [cm]	40	0	0	Verifica di resistenza in termini di sforzo normale		
Inclinazione	α [deg]	90	90	90	Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	9.62	0.00	0.00	Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{Sd}	-
CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI							
Concrete							
Resistenza cubica a compressione		RCK	30				
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]	25.00					
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]	33.00					
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]	2.56					
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]	1.80					
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]	14.17					
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd} [Mpa]	7.65					
Acciaio							
Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd} [Mpa]	391.30					

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
IG51-04-E-CV-CL-IV14-0X-101-A00 Relazione di calcolo delle strutture - impalcato, spalle, muri		Foglio 157

14 DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE

Il presente capitolo riporta i calcoli geotecnici ed il dimensionamento delle opere di fondazione profonda previste per la struttura di attraversamento in elevazione della linea ferroviaria in progetto.

La struttura ha una luce complessiva di 50 m, a campata unica. Le strutture di fondazione si compongono quindi di due spalle simili per geometrie e per azioni agenti.

L'analisi delle palificate di fondazione per pile e spalle è stata condotta con il programma di calcolo Group, prodotto da Ensoft Inc, che consente di analizzare il comportamento di un gruppo di pali sottoposto a sollecitazioni assiali, di taglio e momento.

Il programma consente di definire sia un modello tridimensionale, utilizzabile dove tale semplificazione risulti accettabile, sia tridimensionale. E' possibile schematizzare pali verticali o inclinati, e si possono assumere vincoli del tipo a incastro, a cerniera o elastici tra la testa del palo e la fondazione. Il calcolo della palificata viene condotto ipotizzando che il plinto di fondazione sia infinitamente rigido.

Dove non diversamente specificato dall'utente, il programma è in grado di generare internamente curve di risposta non lineare del terreno, carico – cedimento (curve t-z) per condizioni di carico assiale, torsione – rotazione ($M - \theta$) per condizioni di carico torsionali, e carico orizzontale – spostamento orizzontale (curve p-y) per carichi orizzontali.

In particolare, le curve p-y di risposta del terreno, che esprimono la resistenza del terreno in funzione della profondità e dello spostamento del palo, possono essere ricavate in relazione alla tipologia di terreni e alle proprietà geotecniche che li caratterizzano, in accordo alle procedure proposte da:

- Reese, Cox e Koop per sabbie
- Welch e Reese per argille tenere
- Reese, Cox e Koop per argille dure sotto falda
- Welch-Reese e Reese-Welch per argille dure sopra falda

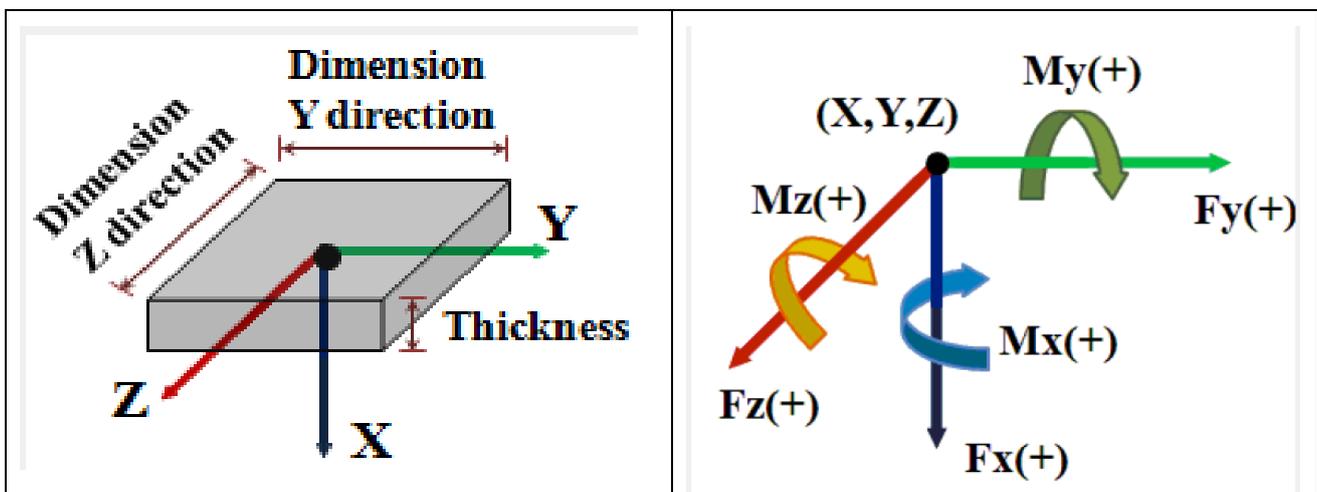
Per quanto riguarda le curve carico – cedimento relative a condizioni di carico assiale, il programma genera internamente, in base alla natura del terreno, le curve di trasferimento del carico assiale in funzione dello spostamento verticale del palo; tali curve sono implementate sulla base di dati ricavati da numerosi studi effettuati su pali strumentati, realizzati in terreni di diversa natura.

L'effetto gruppo può essere simulato dal programma mediante la definizione di coefficienti riduttivi che intervengono sia sulle curve carico cedimento del palo, sia sulle curve p-y.

Nei calcoli delle palificate si considera un sistema di riferimento cartesiano, con l'asse Z parallelo all'asse autostradale, l'asse Y ortogonale all'asse autostradale e diretto verso valle (quindi lato lato autostrada per opere in trincea) e asse X ortogonale agli assi Z e Y e diretto verso il basso.

Si considera la seguente convenzione di segni e si considereranno positivi:

- N se concorde con l'asse Z;
- T_z e T_y con verso concorde agli assi di riferimento;
- M_z e M_y come indicato nella figura successiva.



Nel proseguo, per ogni elemento oggetto di dimensionamento, verranno riportate:

- la stratigrafia di riferimento per la zona in esame, con specifico riferimento alle
- le sollecitazioni di progetto agenti, con specifico riferimento all'orientazione della terna di assi adottata dal programma per il calcolo delle palificate;
- la geometria della palificata;
- le risultanze dei calcoli condotti

14.1 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DI RIFERIMENTO

Viene di seguito riportato un sunto della caratterizzazione geotecnica adottata per l'area in esame, a cui sono associati i valori di riferimento per la definizione della portanza dei pali.

DATI DI INGRESSO													
D	diámetro del palo	1.20	(m)	FS _L	coeff. sicurezza portata laterale	1.00	(-)						
L	lunghezza massima di calcolo	45.00	(m)	w/D	cedimento base palo per q=q _{cr}	4.95	(%)						
z _w	profondità falda da p.c.	2.00	(m)										
n° strato	Formazione	ΔH _i (m)	H _i (m)	γ _n (kN/m ³)	N _{SPT} (colpi/piede)	φ (°)	Dcr/D suggeriti	Dcr/D adottati	k suggeriti (-)	k adottati (-)	c _u (kPa)	c _α suggeriti (kPa)	c _α adottati (kPa)
1	-	2.00	2.0	18.0	0	0	1	1	0.7	0.7		-	
2	LS/LA	2.00	4.0	18.0	18	28	6	6	0.7	0.7		-	
3	GL	11.00	15.0	19.0	35	40	16	16	0.7	0.7		-	
4	AL	2.00	17.0	20.0	50	28	6	6	0.7	0.7		-	
5	GLA	28.00	45.0	20.0	80	38	14	14	0.7	0.7		-	
nel calcolo della portata di base degli strati coesivi vuoi considerare il contributo della tensione geostatica verticale?												(0=NO; 1=SI)	1
ΔH _i	spessore strato i-esimo												
H _i	quota del letto dello strato i-esimo												
γ _n	peso di volume naturale												
N _{SPT}	numero di colpi/piede (per i soli terreni granulari)												
φ	angolo di attrito (per i soli terreni granulari)												
Dr	densità relativa (per i soli terreni granulari)												
Dcr/D	profondità critica/diametro del palo												
k	rapporto fra pressione orizzontale e verticale in prossimità del palo (per i soli terreni granulari)												
c _u	coesione non drenata (per i soli terreni coesivi)												
c _α	attrito laterale unitario (per i soli terreni coesivi)												

Figura 119 Caratteristiche geotecniche dei materiali nell'area e dati per la portanza dei pali

Lo strato n.1 rappresenta un'altezza di terreno pari a 2m sopra la testa dei pali, il quale viene considerato solo come sovraccarico (con caratteristiche meccaniche pari a zero).

14.2 SPALLA SA

La definizione dei carichi agenti è derivata dalle risultanze in termini di reazioni al nodo baricentrico della fondazione della palificata dei modelli numerici realizzati per le strutture in c.a. delle elevazioni e delle spalle.

In ragione della tipologia di software utilizzato per le verifiche della palificata, le sollecitazioni risultanti dai modelli numerici in precedenza citati sono state riportate nel sistema di riferimento del software Ensoft Group.

Risultano evidenziate le combinazioni di calcolo considerate rappresentative per il calcolo delle palificate e per le quali è stata condotta la simulazione numerica.

Le caratteristiche della palificata risultano le seguenti:

- Pali φ1200mm
- N. pali: 18 disposti a quinconce
- Lunghezza pali: 40m

La geometria del modello è riportata nella figura seguente:

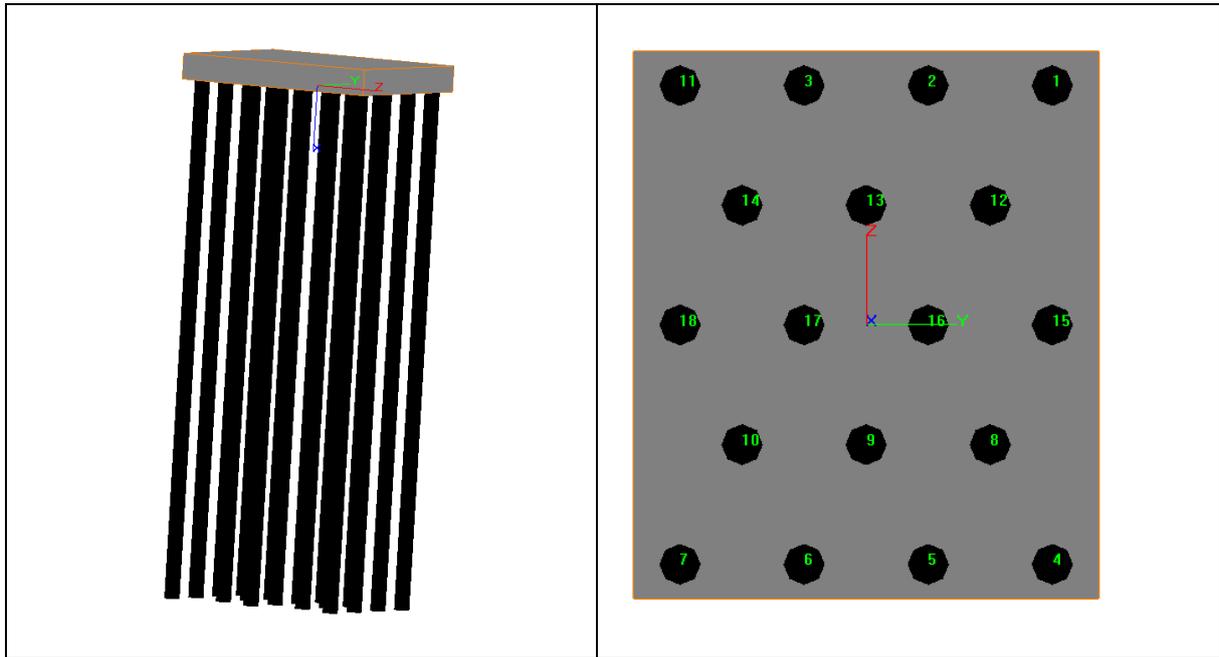


Figura 120 Modello di calcolo

Dal modello strutturale sono state estrapolate le condizioni di carico maggiormente rappresentative o gravose per l'elemento in esame.

I risultati delle analisi sono di seguito riportati, differenziando:

- Combinazioni di carico allo stato limite di esercizio (SLE);
- Combinazioni di carico allo stato limite ultimo (SLU);
- Combinazioni di carico in condizioni sismiche (EQK).

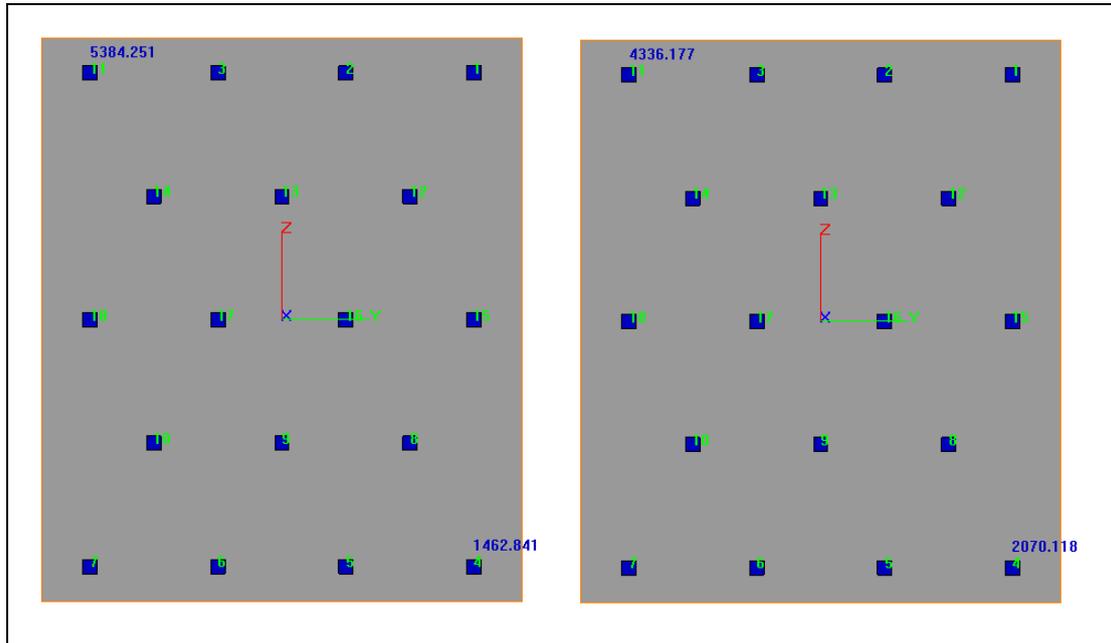


Figura 121. Involuppo massimo e minimo combinazioni fondamentali SLE. Forza assiale

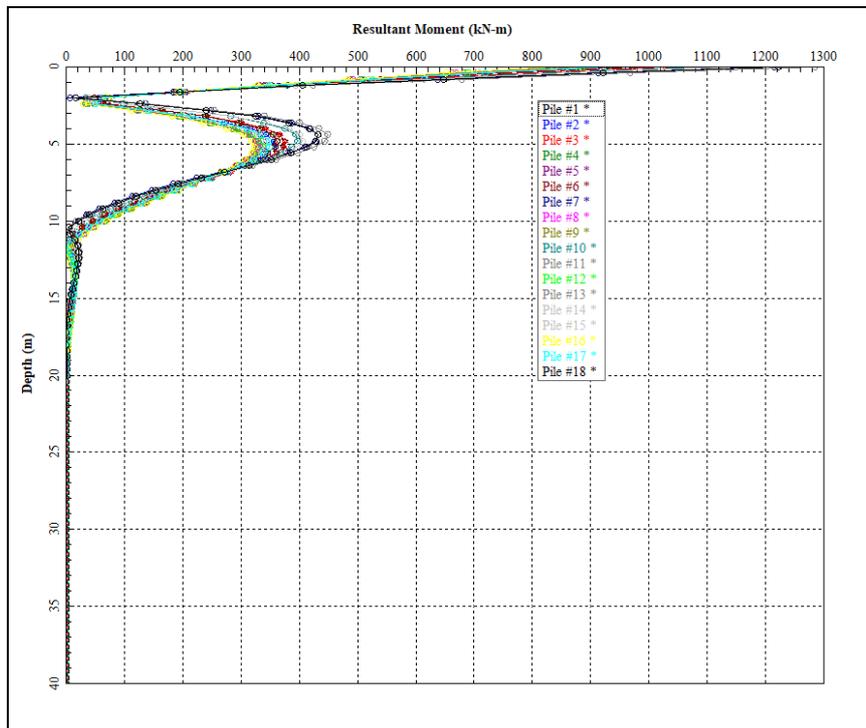


Figura 122. Combinazioni SLE. Momento flettente

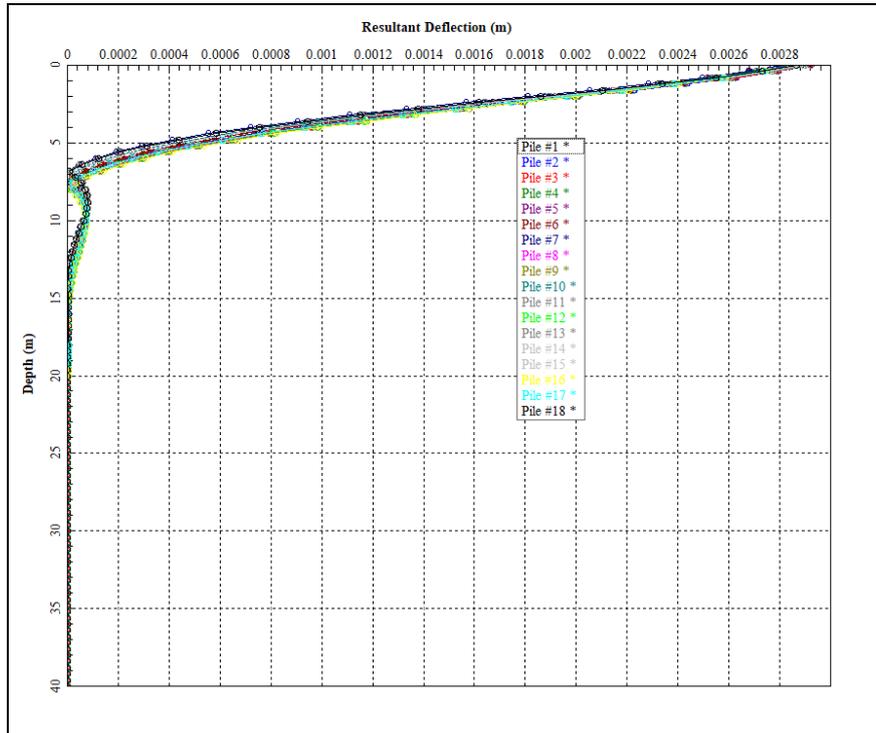


Figura 123. Combinazioni SLE. Spostamenti

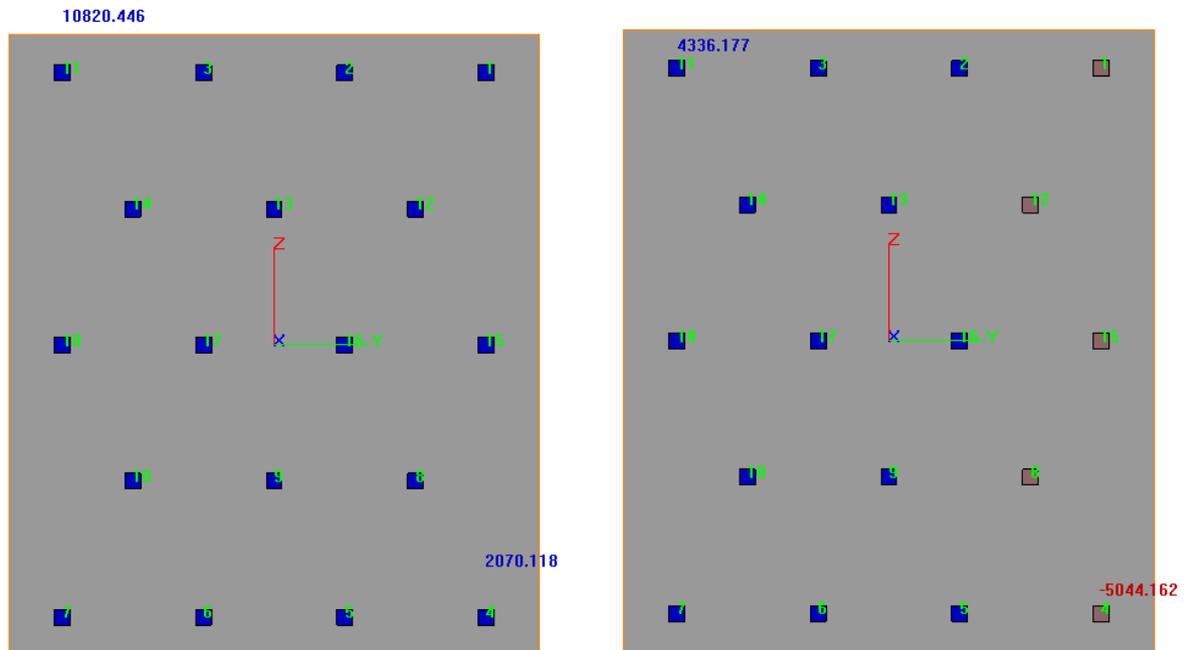


Figura 124. Involuppo massimo e minimo combinazioni fondamentali SLU e Sismiche. Forza assiale

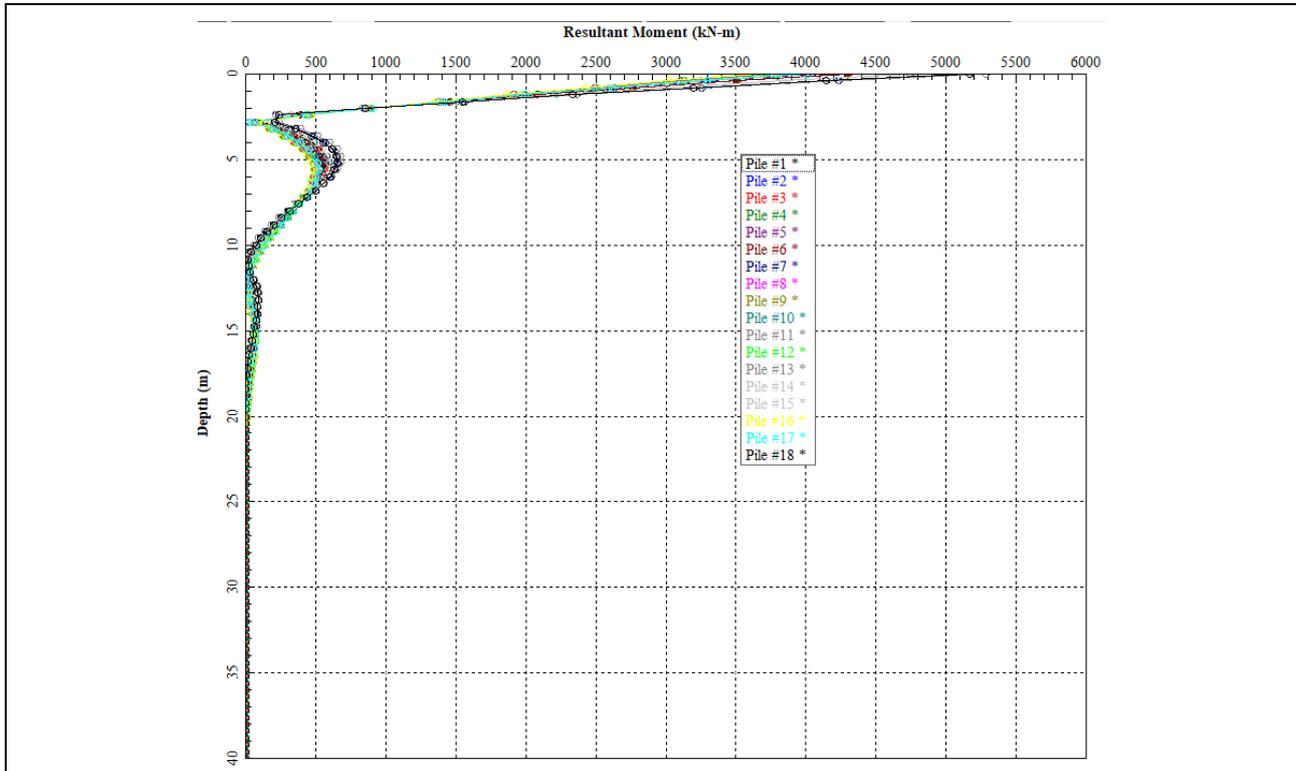


Figura 125. Involupto combinazioni fondamentali SLU e Sismiche. Momento flettente

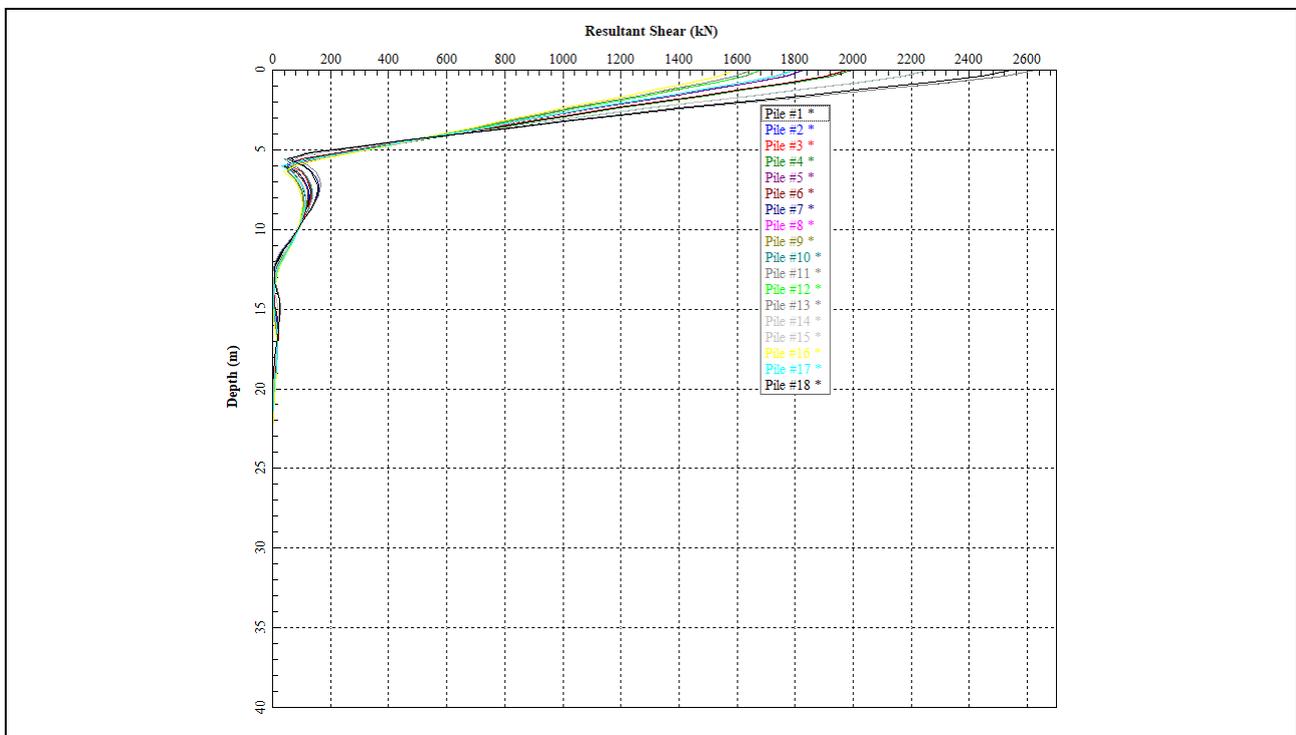


Figura 126. Involupto combinazioni fondamentali SLU e Sismiche. Forza di taglio

14.3 VERIFICHE STRUTTURALI

L'armatura di progetto prevede:

- gabbia 1 (superiore):
 - barre accoppiate 19+19Ø32 (1° anello) + 19Ø32 (2° anello). Il 2° anello si applica solo nei primi 6m sotto la quota inferiore della platea
 - armatura a taglio cerchi 1+1Ø20/15cm (primi 6m) , parte rimanente spirale Ø14/15cm
- gabbia 2:
 - barre 19Ø26
 - spirale Ø14/15cm
- gabbia 3 e 4 (inferiore):
 - barre 19Ø20
 - spirale Ø14/15cm

Nella figura seguente si presenta la verifica allo stato limite a pressoflessione, dove si mostra il punto con la massima trazione e massimo momento flettente da tutte le combinazioni di carico.

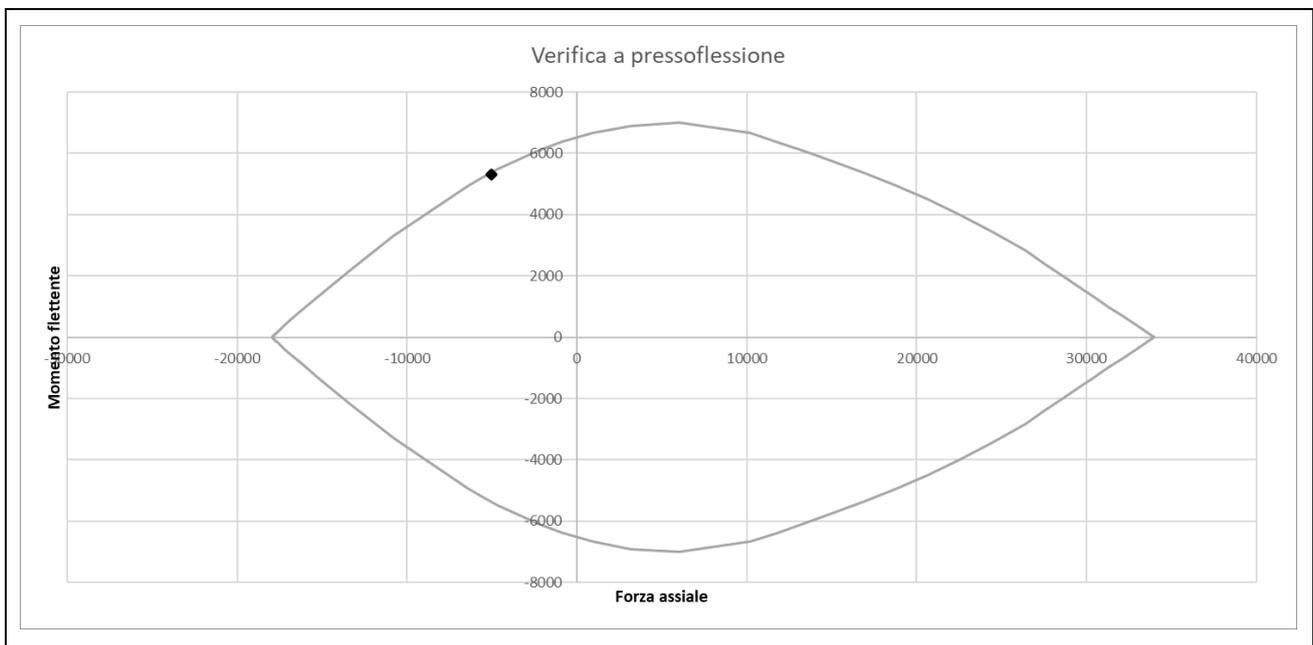


Figura 127. Gabbia 1 – superiore (1° anello barre accop. 19+19Ø32, 2° anello 19Ø32)

La verifica risulta soddisfatta.

La verifica a taglio viene condotta sulla base dei valori massimi pari a 2640kN. Anche in questo caso la condizione sismica risulta dimensionante. Nella tratta superiore si utilizzano staffe

accoppiate 1+1Ø20 ad un interasse pari a 15cm. Nella parte inferiore della gabbia (dopo i primi 4m) e fino al fondo del palo si utilizza una spirale Ø14/15. Di seguito si presenta la verifica a taglio.

	V_{Ed}	N_{Ed}	b	h	d	n	φ	A_{sl}	ρ_l	k	v_{min}	σ_{cp}	$V_{Rd,c}$		Verifica senza armatura a taglio
Palo - Gabbia superiore - primi 4m	2640.00	0.00	1200	960	864	5	32	4021	0.0039	1.481	0.315	0.000	392.95	327.05	Non Verificato
Palo - Parte rimanente	680.00	0.00	1200	960	876	5	20	1571	0.0015	1.478	0.314	0.000	330.49	330.49	Non Verificato

	V_{Ed}	φ	A_{sw}	n. braccia	s	ρ_w	Verif. armatura minima	θ	z	$V_{Rd,s}$	α_{cw}	$V_{Rd,max}$	Verifica
Palo - Gabbia superiore - primi 4m	2640.00	20	1047.2	4	150	0.0058	Verificato	28	777.6	3995	1	2740	Verificato
Palo - Parte rimanente	680.00	14	256.6	2	200	0.0011	Verificato	28	788.4	744	1	2778	Verificato

La verifica risulta soddisfatta.

La verifica allo stato limite di esercizio è condotta sulla base dei valori di M_{max} , N_{max} , N_{min} degli involuipi delle combinazioni allo SLE come di seguito riportato.

Combinazione	N [kN]	M [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	w_k [mm]
N_{max} – M_{max}	5384	1290	-7.2	8.9	0.01
N_{min} – M_{max}	1462	1290	-5.8	69.5	0.08

Le verifiche risultano soddisfatte, in quanto sia le tensioni agenti che la fessurazione risultano molto basse.

- gabbia 3 e 4:

I grafici in precedenza riportati mostrano come i valori di sollecitazione flettente e taglio risultino quasi trascurabili. In oltre, in condizioni SLE tutti i pali risultano compressi, non risulta quindi necessaria la verifica a fessurazione.

14.4 VERIFICHE DI PORTANZA

La portanza dei pali a compressione, a trazione e a carichi trasversali viene calcolata adottando l'approccio 2 (A1+M1+R3) delle NTC2008. Il calcolo viene effettuato utilizzando procedure analitiche, basandosi sui parametri geotecnici. I parametri utilizzati sono i seguenti:

- Coefficienti R3 utilizzati per pali trivellati: 1,35 per base, 1,15 attrito laterale in compressione, 1,25 attrito laterale in trazione (ref. NTC2008 Tabella 6.4.IV), 1,3 per carichi trasversali (ref. NTC2008 Tabella 6.4.VI);
- Fattore di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate assunto pari a 1,6 (n. 3 sondaggi) (ref. NTC2008 Tabella 6.4.IV).

Il calcolo per la portanza a compressione e a trazione lungo la profondità del palo è presentato di seguito.

L _{palo}	COMPRESSIONE				TRAZIONE	
	R _{c,cal} base [kN]	R _{c,cal} laterale [kN]	R _{c,k} base [kN]	R _{c,k} laterale [kN]	R _d [kN]	R _d [kN]
0.0	0	0	0	0	0	0
1.0	188	58	118	36	119	29
2.5	417	182	261	114	292	91
4.0	595	390	372	244	488	195
5.5	773	643	483	402	708	322
7.0	951	941	595	588	952	471
8.5	1094	1212	684	758	1165	606
10.0	1272	1591	795	994	1453	795
11.5	1450	2014	906	1259	1766	1007
13.0	1628	2483	1017	1552	2103	1241
14.5	2014	2863	1259	1789	2488	1432
16.0	2287	3306	1429	2066	2856	1653
17.5	2495	3878	1559	2424	3263	1939
19.0	2704	4496	1690	2810	3695	2248
20.5	2912	5160	1820	3225	4153	2580
22.0	3121	5871	1950	3669	4635	2935
23.5	3329	6628	2081	4142	5143	3314
25.0	3538	7431	2211	4645	5677	3716
26.5	3746	8281	2341	5176	6235	4141
28.0	3955	9177	2472	5736	6819	4589
29.5	4163	10112	2602	6320	7423	5056
31.0	4372	11051	2732	6907	8030	5525
32.5	4525	11990	2828	7494	8611	5995
34.0	4525	12928	2828	8080	9121	6464
35.5	4525	14055	2828	8784	9733	7028
37.0	4525	14994	2828	9371	10244	7497
38.5	4525	15933	2828	9958	10754	7966
40.0	4525	16871	2828	10545	11264	8436

Si adotta una lunghezza per il palo pari a 40m. Di seguito si presentano le verifiche a compressione e a trazione.

	N _{Ed} [kN]	L palo [m]	N _{Rd} [kN]	Verifica
Compressione	10820	40	11264	SI
Trazione	5044	40	8436	SI

Di seguito si presenta la verifica a capacità portante dei pali per carichi trasversali. Si considera il caso di un palo lungo, impedito alla rotazione in testa, per il caso di terreni granulari.

Secondo Barton (1982)¹, la distribuzione della spinta laterale ultima, q_u , è pari a

$$q_u = K_p^2 \sigma'_v d$$

dove:

d è il diametro del palo

σ'_v è la tensione efficace efficace del terreno

K_p è il coefficiente di spinta passiva del terreno.

Si nota che l'effetto gruppo della palificata è già tenuto in considerazione nel codice di calcolo GROUP nella determinazione delle sollecitazioni agenti sul singolo palo. La massima sollecitazione di taglio agente sul palo, V_{Ed} , pari a 2640kN sarà quindi comparata con la capacità portante laterale del terreno attorno al palo singolo.

Per il momento plastico del palo si tengono in conto il momento flettente resistente di progetto del palo, M_{Rd} , nelle due posizioni di formazione delle cerniere plastiche:

- In testa: 6400kNm
- In profondità, ad una distanza f dalla testa del palo, considerata nella posizione della gabbia 1, fuori dalla posizione del rinforzo: 4700kNm (la distanza f viene determinata con un calcolo iterativo, quindi successivamente sarà validata la posizione rispetto alla gabbia di armatura.

Di seguito si mostra il valore di H_{lim} , resistenza a capacità portante trasversale del palo singolo tenendo in conto la stratigrafia del terreno e i momenti plastici del palo.

d	1.20	m
L	40.0	m
H_{lim}	6831.9	kN
f	3.0	m

Si conferma che ad una profondità f pari a 3m l'armatura intercettata è ancora quella della gabbia 1.

Successivamente si calcola la resistenza di progetto, applicando i coefficient ξ_3 e γ_R .

$$R_{tr,cal} = H_{lim} = 6831.9 \text{ kN}$$

$$R_{tr,k} = \frac{R_{tr,cal}}{\xi_3} = \frac{6831.9 \text{ kN}}{1.6} = 4269.9 \text{ kN}$$

¹ Barton, Y.O. (1982) *Laterally Loaded Model Piles in Sand: Centrifuge Tests and Finite Element Analyses*, Ph.D. Thesis, University of Cambridge

$$R_d = \frac{R_{tr,k}}{\gamma_R} = \frac{4269.9kN}{1.3} = 3284.6 kN$$

Risulta quindi che:

$$V_{Ed} = 2640kN < R_d = 3284.6 kN$$

La verifica a capacità portante laterale è quindi soddisfatta.