1 PREMESSA

La presente Relazione si inserisce nell'ambito del Progetto Esecutivo per la realizzazione del ponte sul fiume Reno nel Comune di Marzabotto lungo la strada comunale di «via Sperticano».
Oggetto della presente Relazione è l'analisi, il dimensionamento e la verifica degli elementi costituenti le spalle in destra e sinistra idraulica.

Come descritto nella Relazione tecnica illustrativa, il ponte è composto da 3 campate due delle quali di luce uguale pari a 29,90 m ed una campata di luce media pari a circa 35,20 m

Nel prosieguo della relazione si farà riferimento in maniera distinta alla spalla in sinistra idraulica identificata come "Spalla A" e alla spalla in destra idraulica identificata come "Spalla B".

2 ANALISI DEI MATERIALI

Ai fini delle analisi sviluppate nella presente Relazione, si fa riferimento ai materiali riportati di seguito:

2.1 Calcestruzzo per strutture in elevazione

Classe di resistenza:	C28/35
Classe esposizione:	XC4, XS1, XF2
Classe di consistenza:	S4
Diametro massimo aggregato:	32 [mm]
Massimo rapporto A/C:	0,60 [-]
Contenuto minimo di cemento:	300 [kg/mc]
Copriferro nominale:	50 [mm]
Resistenza cubica caratteristica (R_{ck}):	30 [MPa]
Resistenza cilindrica caratteristica (f_{ck}):	25 [MPa]
Coefficiente di sicurezza ($\gamma_{m,c}$):	1.5 [-]
Resistenza cilindrica di progetto (f_{cd}):	14,17 [MPa]
Resistenza media a trazione (f_{ctm}):	2,56 [MPa]

2.2 Calcestruzzo per strutture di fondazione

Classe di resistenza:	C28/35
Classe esposizione:	XC4, XS1, XF2
Classe di consistenza:	S4
Diametro massimo aggregato:	32 [mm]
Massimo rapporto A/C:	0,60 [-]
Contenuto minimo di cemento:	300 [kg/mc]
Copriferro nominale:	50 [mm]
Resistenza cubica caratteristica (R_{ck}):	30 [MPa]
Resistenza cilindrica caratteristica (f_{ck}):	25 [MPa]
Coefficiente di sicurezza ($\gamma_{m,c}$):	1.5 [-]
Resistenza cilindrica di progetto (f_{cd}):	14,17 [MPa]
Resistenza media a trazione (f_{ctm}):	2,56 [MPa]

2.3 Calcestruzzo per travi di impalcato prefabbricate

Classe di resistenza minima:	C45/55
Classe di consistenza:	S5
Cemento tipo:	CEM I 52,5 R
Resistenza caratteristica a compressione(R_{ck}):	55,00 [MPa]
Contenuto minimo di cemento:	360 [kg/mc]
Classe di esposizione:	XC3
Diametro massimo degli inerti::	25,'00 [mm]
Copriferro nominale:	30,00 [mm]

2.4 Getto di pulizia (magrone)

Classe di resistenza:	C12/15
Contenuto minimo di cemento:	150 [kg/mc]

2.5 Malta cementizia per micropali

Consistenza dell'impasto:	fluido
Massa vol. dell'impasto:	1600/1800 [kg/mc]
Rapporto A/C:	0,5

Resisitenza meccanica a compressione con espansione libera (dopo 48h): 3,00 [MPa]

Resisitenza Meccanica a compressione con espansione confinata (dopo 48h): 10,00 [MPa]

2.6 Acciaio per armature

Tipo di acciaio:	B450C
Resistenza a trazione caratteristica (f_{yk}):	450 [MPa]
Fattore di sicurezza (γ_a):	1.15
Resistenza di progetto a trazione (f_{yd}):	391.3 [MPa]

2.7 Acciaio per trefoli

Tipo di acciaio:	B450C
Resistenza a trazione caratteristica (f_{yk}):	450 [MPa]

Fattore di sicurezza (γ_a):	1.15
Resistenza di progetto a trazione (f_{yd}):	391.3 [MPa]
Resistenza caratteristica a taglio:	43,00 [MPa]
F_{ptk}:	1900 [MPa]
$F_{p(0.1)k}$:	1670 [MPa]
σ_{SPI} :	14500 [kg/cmq]

3 STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO

Con riferimento alle analisi e valutazioni riportate nello specifico elaborato (Relazione Geotecnica), si riportano di seguito i valori assunti per i parametri geotecnici caratterizzanti il terreno oggetto dell'intervento.

Il sottosuolo è stato suddiviso in 3 macro unità lito-stratigrafiche:

Strato 0: costituito da materiale vegetale per uno spessore di circa 1-2 m

Strato 1: costituito da ghiaie con presenza di sabbia per uno spessore medio di circa 8,50 m

Strato 2: costituito da terreno marnoso debolmente sabbioso, proprio della formazione montuosa presente in destra idraulica (Monte Sole)

In Figura 3-1 sono riportati i parametri geotecnici caratteristici assunti per il terreno sottostante le strutture.

Nel caso della spalla in sinistra idraulica, si considera un terreno di riempimento ricavato a seguito degli scavi previsti in fase di cantiere.
Per tale terreno sono stati assunti i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

TERRENO IMBARCATO			
Peso per unità di volume	γ	19,00	[kN/mc]
coesione	c'	0,00	[kPa]
angolo di attrito interno	φ'	36,00	[°]
tangente angolo di attrito interno	tan (φ)	0,73	[-]
angolo di attrito muro terreno	δ	24,00	[°]
coefficiente di attrito muro-terreno	tan (δ)	0,45	

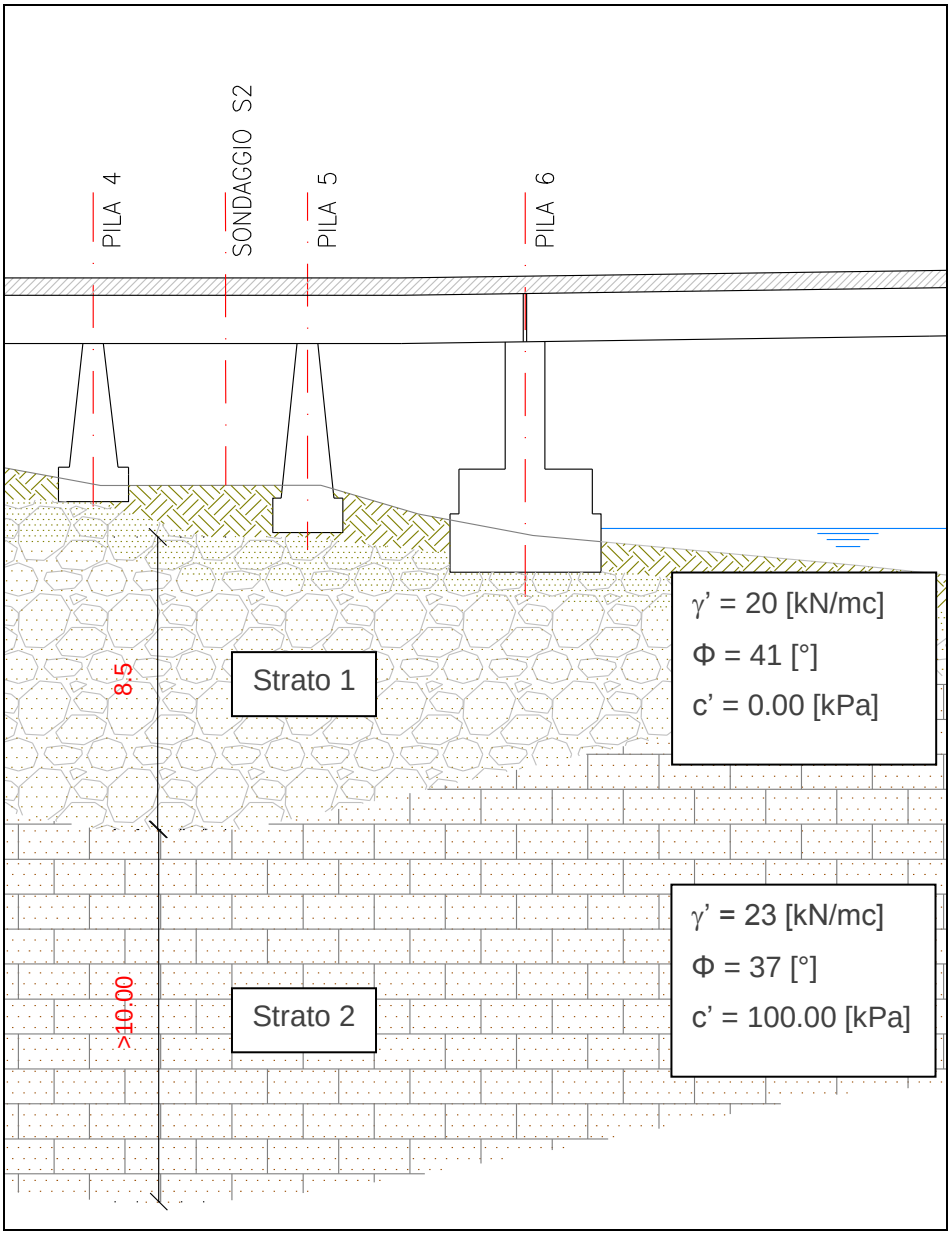


Figura 3-1: Modello geotecnico assunto

4 INQUADRAMENTO SISMICO

L'analisi sismica delle strutture in esame è condotta secondo il metodo della analisi pseudo-statica lineare secondo le modalità e le prescrizioni da normativa vigente.

Con riferimento alle indagini sismiche condotte nel corso della campagna geognostica, alla modellazione geotecnica assunta ed alle condizioni topografiche rilevate nel corso del rilievo topografico, è stato valutato lo spettro di risposta elastico attraverso il programma di calcolo Spettri-NTC (versione 10.3) messo a disposizione dal Ministero dei Lavori Pubblici.

Si riportano di seguito i valori utilizzati per l'analisi sismica del sito indagato:

Vita nominale (V_N): 50 [anni]
Classe d'uso: III
Coefficiente d'uso (c_u): 1,5 [-]
Vita di riferimento (V_R): 70 [anni]
Categoria del suolo: C
Categoria topografica: T1

I valori di accelerazione al suolo e accelerazione massima sono i seguenti:

Stato limite	SLV	[-]
ag	0,185	[g]
F0	2,442	[-]
T*c	0,302	[s]
Ss	1,429	[-]
Cc	1,559	[-]
St	1,000	[-]
q	1,500	[-]
S	1,429	[-]
n	0,667	[-]

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,259
T_B ←	0,157	0,436
T_C ←	0,470	0,436
	0,559	0,367
	0,647	0,317
	0,735	0,279
	0,824	0,249
	0,912	0,225
	1,001	0,205
	1,089	0,188
	1,178	0,174
	1,266	0,162
	1,354	0,151
	1,443	0,142
	1,531	0,134
	1,620	0,127
	1,708	0,120
	1,797	0,114
	1,885	0,109
	1,973	0,104
	2,062	0,100
	2,150	0,095
	2,239	0,092
T_D ←	2,327	0,088
	2,407	0,082
	2,486	0,077
	2,566	0,073
	2,646	0,068
	2,725	0,064
	2,805	0,061
	2,885	0,057
	2,964	0,054
	3,044	0,052
	3,124	0,049
	3,203	0,047
	3,283	0,044
	3,363	0,042
	3,442	0,040
	3,522	0,038
	3,602	0,037
	3,681	0,036
	3,761	0,036
	3,841	0,036
	3,920	0,036
	4,000	0,036

Figura 4-1: Valori di Spettro di risposta elastica per componente orizzontale

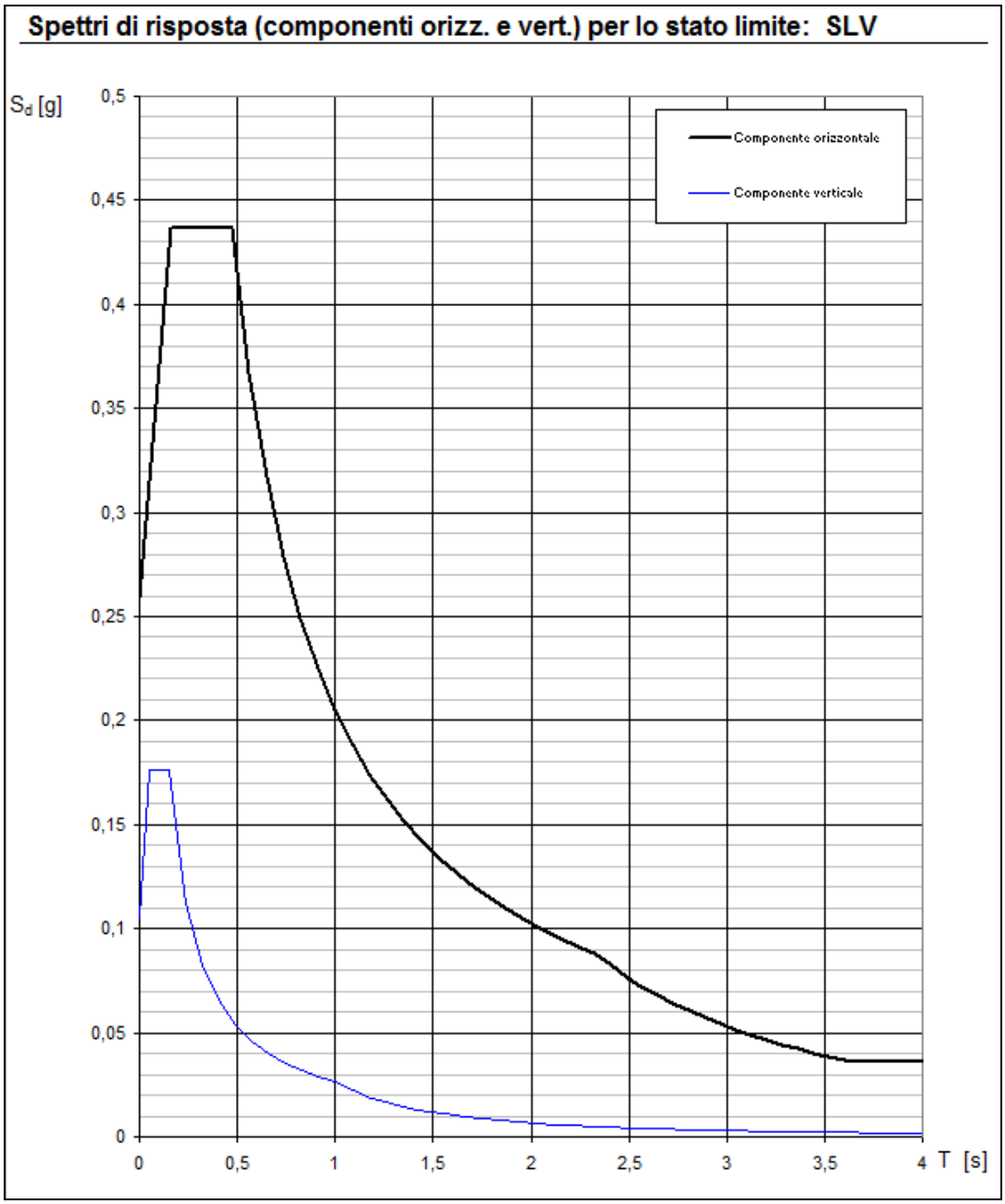


Figura 4-2: Grafico Spettri di risposta elastica - componenti orizzontale e verticale

Per il calcolo delle Spalle, con riferimento alla normativa vigente (D.M. 14/10/2008, § 7.9.5.6.2), l'analisi viene condotta considerando l'azione sismica pari all'accelerazione di progetto a_g .

Per la spinta indotta dal terreno a monte della struttura, si considerano i coefficienti sismici orizzontale (k_H) e verticale (k_V) calcolati in funzione della categoria di suolo e della accelerazione massima considerata:

	βs	K_H	K_V
Spalla “A”	0,28	0,05	0,03
Spalla “B”	1,00	0,18	0,09[-]

La spinta indotta in caso di sisma dal terreno a monte della struttura è stata calcolata secondo la teoria di Mononobe-Okabe:

Angolo in funzione di parametri sismici	ψ	3,04	[°]
Inclinazione rispetto all'orizzontale del terrapieno	i_m	0,00	[°]
Inclinazione rispetto orizzontale della parete	β_m	90,00	[°]
Coefficiente di spinta attiva	K_{AE}	0,55	[-]

Il significato fisico dei parametri riportati è riportato in Figura 4-3 in cui la spalla è stata associata ad un elemento monolitico.

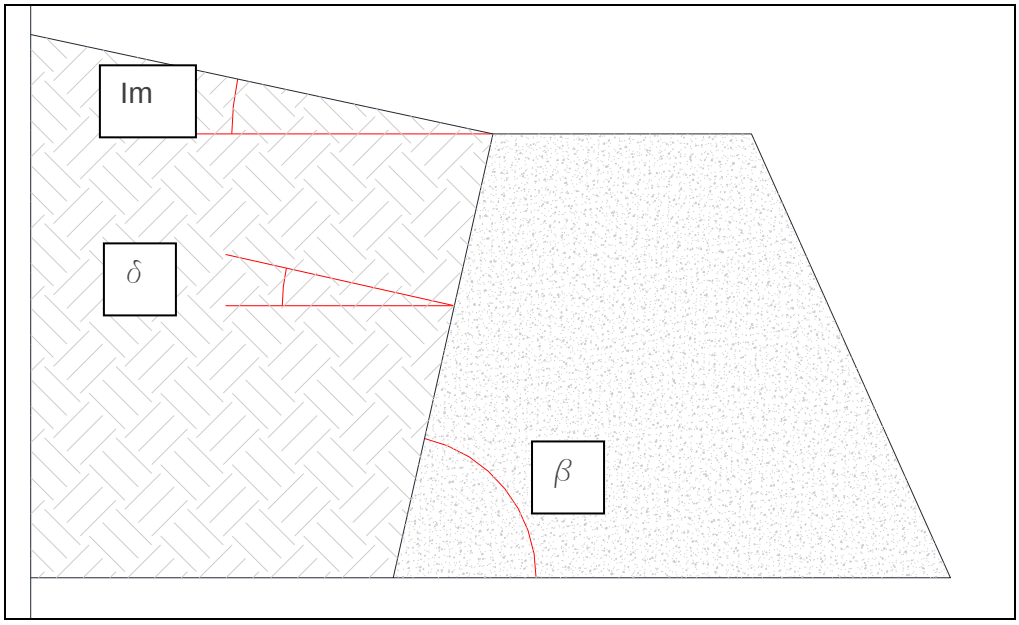


Figura 4-3: Schema di riferimento parametri per calcolo spinta sismica del terreno

5 SPALLA IN SINISTRA IDRAULICA (SPALLA "A")

5.1 Descrizione opera

La spalla in sinistra idraulica ha dimensioni in pianta 7,00x10,95 m ed una altezza da base fondazione a sommità paraghiaia pari a 5,53 m.

Le dimensioni delle componenti della struttura sono riportate nella tabella sottostante.

PARAGHIAIA			
Lunghezza paraghiaia	L_{tot}	10,85	[m]
altezza in elevazione	H_p	2,23	[m]
spessore in testa	a_1	0,50	[m]
spessore in base	(a_2-a_1)	0,50	[m]
inclinazione paramento muro	β_1	0,00	[°]
Ascissa baricentro rispetto baricentro fondazione	X_g	0,75	[m]
Ordinata baricentro rispetto baricentro fondazione	Y_g	3,72	[m]
Volume	V_p	12,10	[mc]

MURO			
lunghezza muro	L_m	10,85	[m]
altezza	H_m	1,90	[m]
Spessore in testa	a_1	1,80	[m]
Spessore in base	a_2	1,80	[m]
Ascissa baricentro rispetto baricentro fondazione	X_g	1,40	[m]
Ordinata baricentro rispetto baricentro fondazione	Y_g	1,65	[m]
Volume	V_m	37,11	[mc]

MURO ANDATORE			
numero muri	n	2,00	[m]
Altezza muro massima	H_{max}	4,12	[m]
Altezza muro minima	H_{min}	4,12	[m]
Lunghezza	L_{ma}	4,00	[m]
Spessore	S_{ma}	0,50	[m]
Ascissa baricentro rispetto baricentro fondazione	X_g	-1,50	[m]
Ordinata baricentro rispetto baricentro fondazione	Y_g	2,76	[m]
Volume singolo muro	$V_{i,ma}$	8,24	[mc]
Volume complessivo	$V_{tot,ma}$	16,48	[mc]

SOLETTA DI FONDAZIONE			
Altezza	H_s	1,40	m
Suola di monte	a_4	4,00	m
Suola di valle	a_3	1,20	m
Lunghezza base	B	7,00	m
Larghezza fondazione	L_f	10,95	m
Sporto rispetto muri	a_5	0,00	m
Ascissa baricentro	X_g	0,00	m
Ordinata baricentro	Y_g	0,00	m
Volume	V_s	107,31	mc

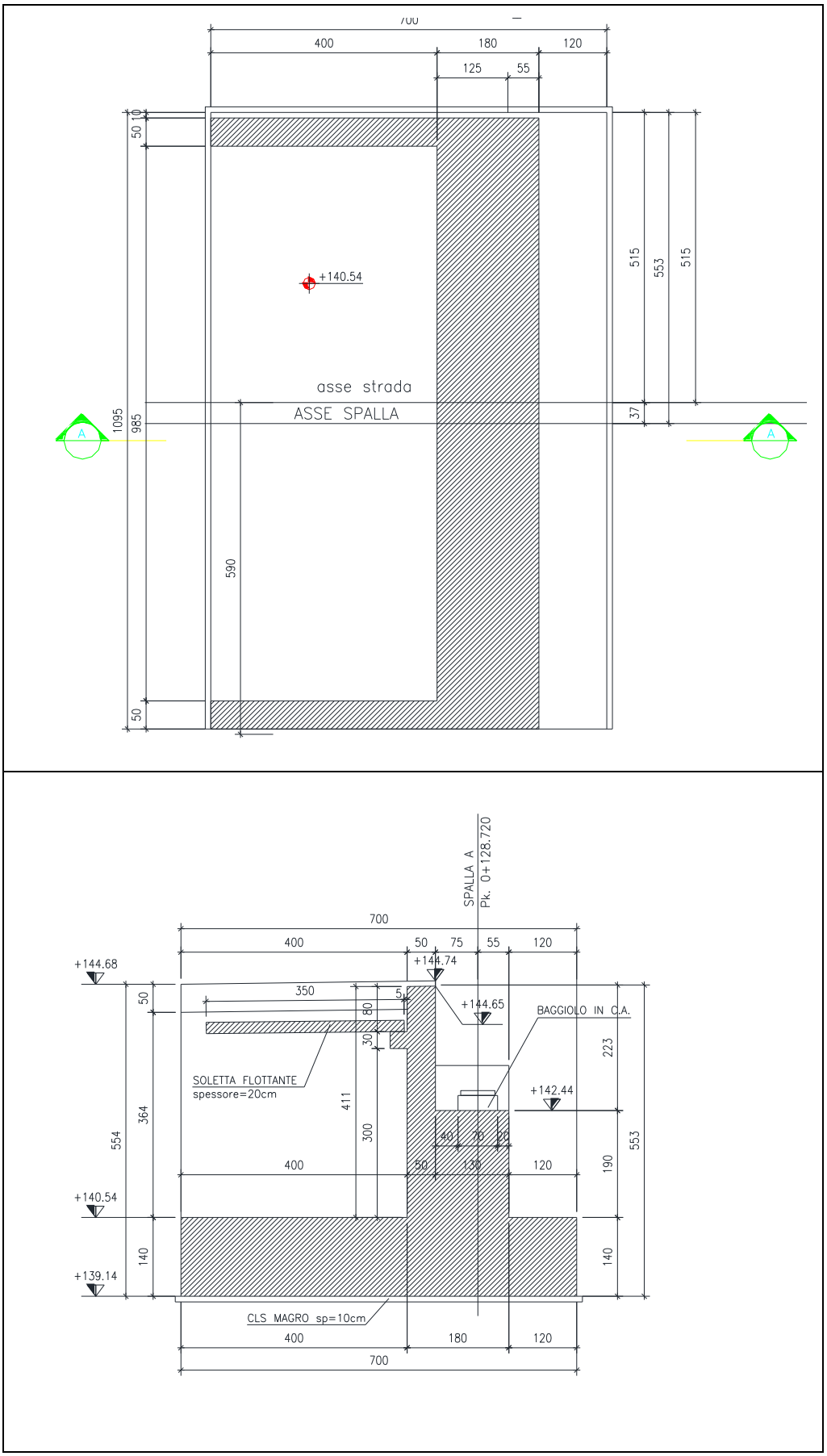


Figura 5-1: Spalla "A"- Pianta e Sezione

Sulla spalla in oggetto, vengono scaricate le azioni provenienti dall'impalcato della prima campata costituito da 4 travi tipo di lunghezza 28,00 m .

Il numero e il tipo di dispositivi di appoggio presenti sulle diverse sottostrutture è riportato nello schema di Figura 5-2 sottostante

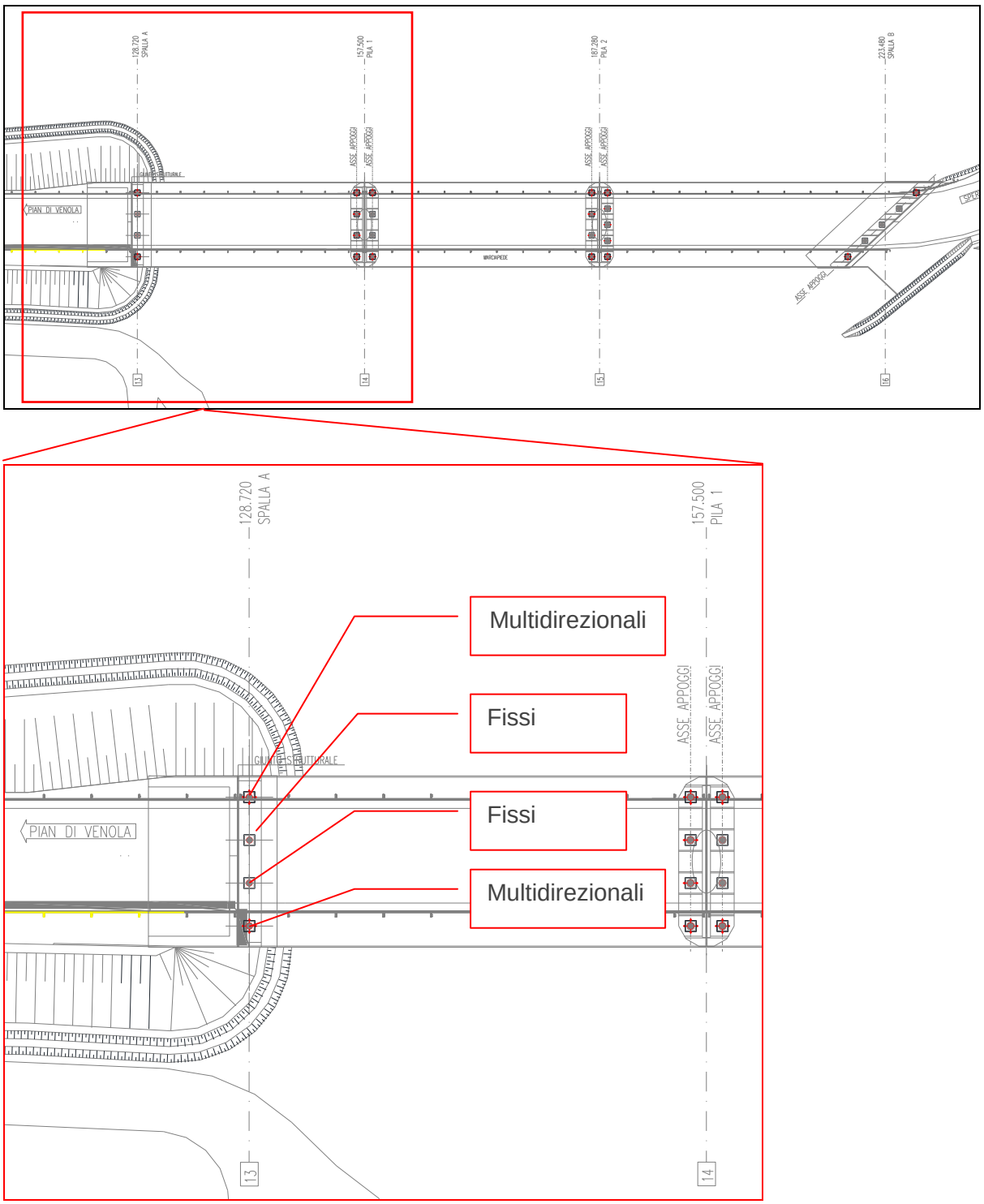


Figura 5-2: Spalla A - Schema appoggi

5.2 Analisi dei carichi

5.2.1 Carichi permanenti

I carichi permanenti sono dati dai pesi propri della struttura (carichi permanenti strutturali) e dell'impalcato (carico permanente portato) per una lunghezza pari a metà campata.

Con riferimento ai volumi riportati nel capitolo precedente per le parti di struttura che compongono la spalla si ottengono i seguenti carichi:

Peso Spalla	Volume [mc]	Peso [kN]
Paraghiaia	12,10	302,44
Muro	37,11	927,68
Muri andatori	16,48	412,00
Soletta fondazione	107,31	2682,75
Terreno imbarcato	163,98	3115,54
Carico complessivo caratteristico		7440,41

In Figura 5-3 sono riportati i baricentri delle singole componenti della struttura ed il baricentro della spalla in esame.

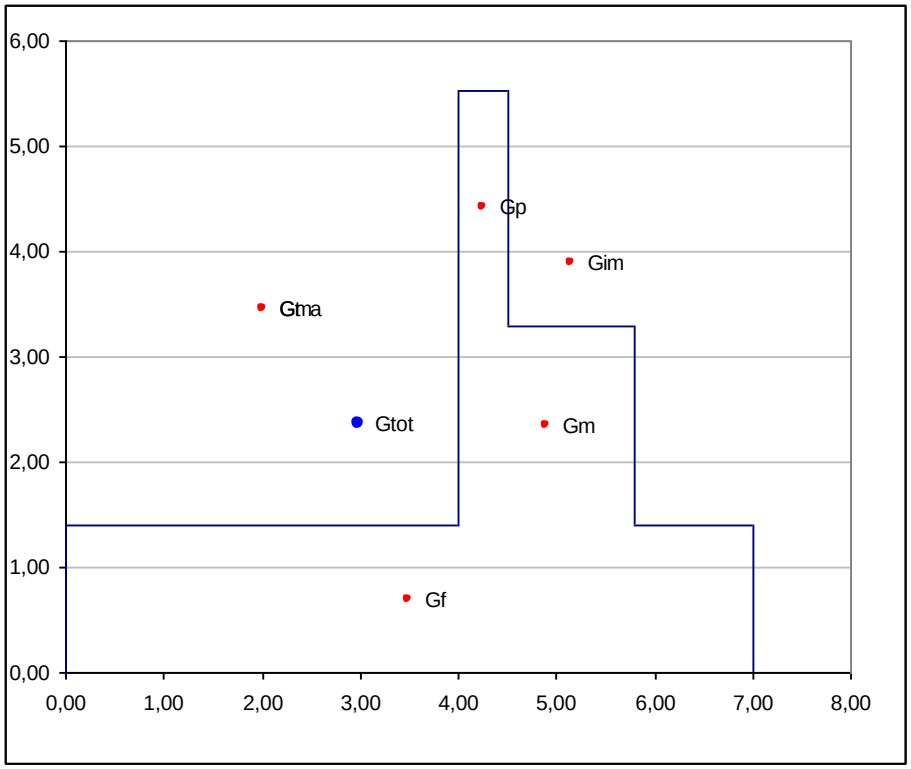


Figura 5-3: SpallaA - Ubicazione baricentri di massa

numero travi dx	n	4,00	[-]
Lunghezza media travi	L_m	28,98	[m]
Area sezione trave	A_m	0,77	[mq]
Peso complessivo trave	W	556,60	[kN]
Lunghezza di influenza impalcato	L	14,49	[m]
Larghezza impalcato	T_i	10,85	[m]
Larghezza carreggiata	T_c	7,00	[m]
Peso pacchetto pavimentazione	p_{asf}	0,30	[N/cmq]
Spessore medio soletta	s	0,25	[m]
lunghezza di interasse travi	i_t	2,72	[m]

Larghezza marciapiede dx	T_{mdx}	1,05	[m]
Larghezza marciapiede sx	T_{msx}	1,80	[m]
Larghezza cordolo dx	T_{cdx}	1,55	[m]
Larghezza cordolo sx	T_{csx}	2,30	[m]
Carico complessivo caratteristico		1547,44	[kN]

Al carico ottenuto è da aggiungere il peso proprio dei ritegni sismici, dei baggioli e dei traversi presenti in corrispondenza dell'impalcato:

Dimensione ritegni			
Altezza	h	0,5	[m]
Larghezza	l	0,6	[m]
Spessore	t	1,5	[m]
numero ritegni	nr	4	[-]
Volume totale	Vr	4,68	[mc]
Peso complessivo	Wr	117	[kN]

Traversi

Altezza	h	0,6	[m]
Larghezza	l	0,5	[m]
Spessore	t	9,61	[m]
numero ritegni	nr	1	[-]
Volume totale	Vr	2,88	[mc]
Peso complessivo	Wr	72,08	[kN]

Baggioli

Altezza	h	0,6	[m]
Larghezza	l	0,6	[m]
Spessore	t	0,6	[m]
numero	nb	9	[-]
Volume totale	Vb	1,944	[mc]
Peso complessivo	Wb	48,6	[kN]

Fra i carichi permanenti si considera anche la spinta indotta dal terreno a monte della struttura calcolata .

Spinta terreno a monte della Spalla			
Peso per unità di volume	γd	19,00	[kN/mc]
coesione	c'd	0,00	[kPa]
tangente angolo attrito interno	tan(φd)	0,56	[-]
angolo di attrito interno	φ'_d	29,26	[°]
angolo di attrito muro terreno	δ'_d	19,50	[°]
tangente cuneo di spinta	tan(η_d)	1,54	[-]
angolo cuneo di spinta attiva	η	56,95	[°]
inclinazione pendio a monte	i_m	1,54	[°]
spinta complessiva a monte	S_o	964,88	[kN]

Nella tabella seguente si riportano in sintesi i valori caratteristici dei carichi permanenti:

Carichi propri struttura	$G_{1,k}$	7440,41	[kN]
Carichi portati	$G_{2,k}$	1785,12	[kN]
Spinta statica terreno	$G_{3,k}$	964,88	[kN]

5.2.2 Carichi variabili da traffico

L'analisi dei carichi accidentali indotti dalla presenza di traffico è condotta facendo riferimento alle corsie convenzionali e agli schemi di carico prescritti da normativa vigente.

In conformità alla normativa di riferimento (§ 5.1.3.3.3 – 5.1.3.3.5), sono assunti i carichi mobili per ponti di 1° categoria.
Le larghezze w1 delle corsie convenzionali su una carreggiata (w) ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa, sono state calcolate secondo lo schema di Figura 5-4

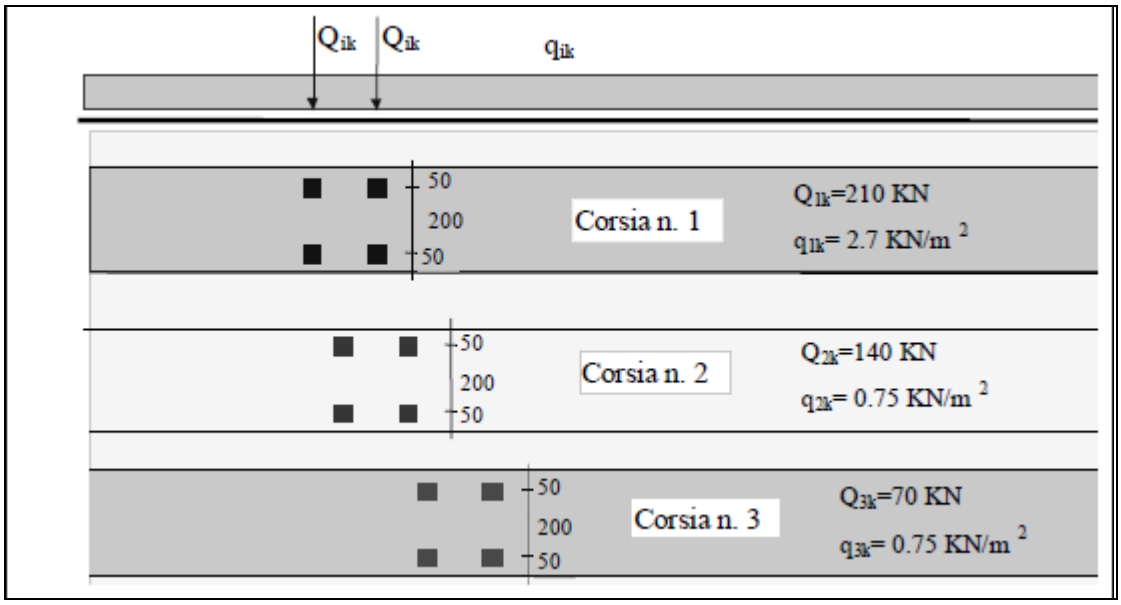


Figura 5-4: Schema di carico per presenza di traffico

La disposizione e la numerazione delle corsie è stata determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto.
Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono state definite secondo gli schemi di carico previsti dalla normativa.

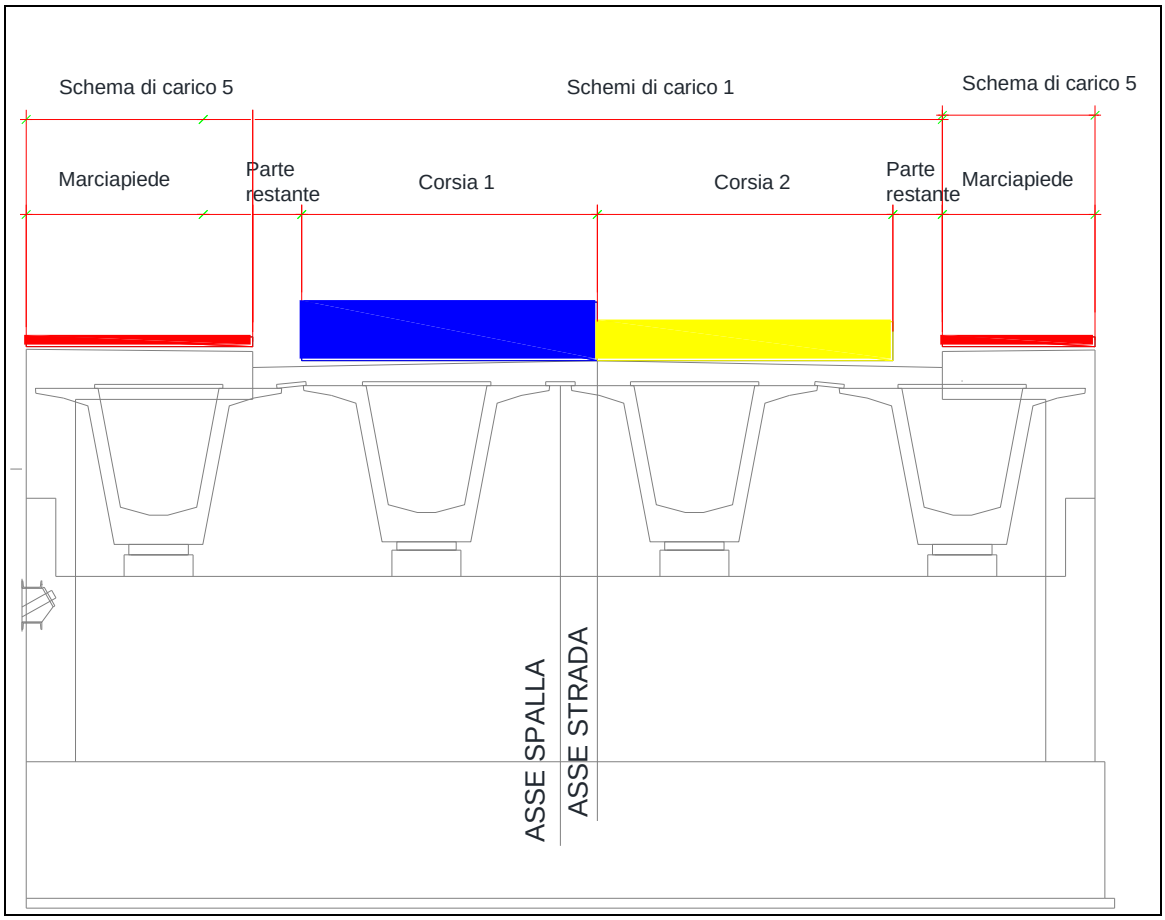


Figura 5-5: Spalla A - distribuzione carichi da traffico

sistema di carico 1		[kN]	[kN/m]	[kN/mq]
corsia convenzionale 1	$Q_{1,1k}$	600		
	$q_{1,2k}$	391,23	24,48	9,00
corsia convenzionale 2	$Q_{1,1k}$	400		
	$q_{1,2k}$	108,68	6,80	2,5
Schema di carico 5		[kN]	[kN/m]	[kN/mq]
folla	q_{fk}	206,48	14,25	5

Carico caratteristico complessivo da traffico:

Schema di carico 1

tandem	1000,00	[kN]
distribuito	499,91	[kN]

Schema di carico 5

folla	206,48	[kN]

5.2.3 Carichi variabili per frenatura

La forza indotta dalla frenatura sull'impalcato è calcolata in funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1 (vedi paragrafo precedente) ed è pari a :

$$180kN \le q3 = 0.6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0.1 \cdot q_{1k} \cdot w1 \cdot L \le 900kN$$

Nel caso in esame:

frenatura			
Limite superiore	$Q_{3,max}$	900	[kN]
Limite inferiore	$Q_{3,min}$	180	[kN]
Carico caratteristico	Q_{3k}	206,48	[kN]

5.2.4 Resistenze parassite dei vincoli

Il carico indotto dalle resistenze parassite prodotte dai vincoli mobili è stato stimato in prima analisi tale valore, come il minimo tra il 3% della somma del peso totale dell'impalcato e dei carichi variabili, e il 5% del peso totale dell'impalcato.

$Q_7 = 289{,}89$ [kN]

Successivamente si è valutato il coefficiente di attrito funzione della pressione media sull'appoggio attraverso valori tabellati reperiti in letteratura tecnica e riportati in forma grafica nella Figura 5-6:

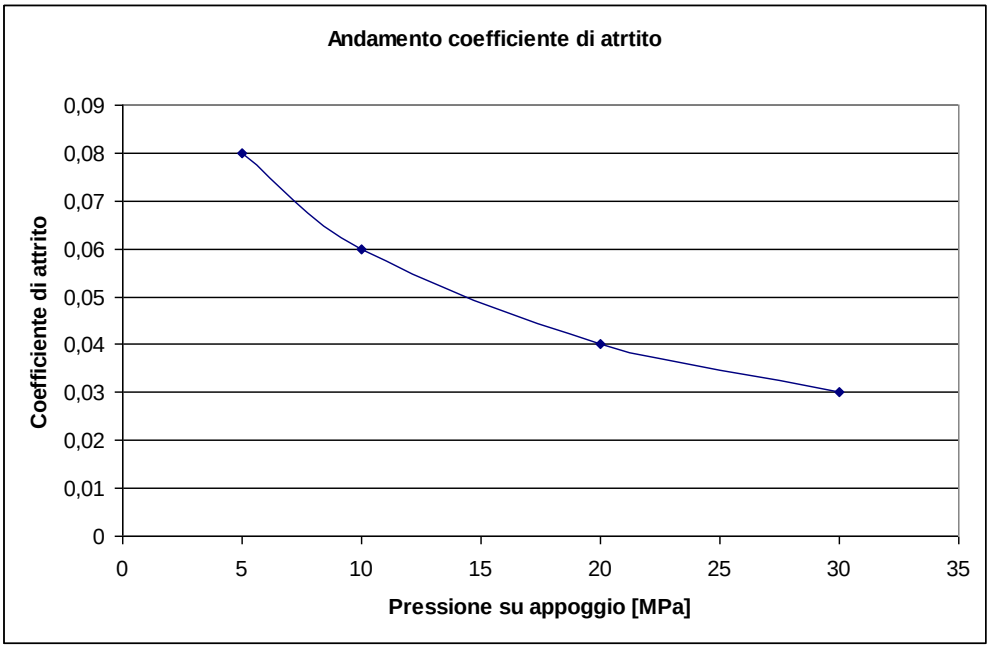


Figura 5-6: Andamento coefficiente di attrito in funzione della pressione verticale

Carico complessivo verticale agente sugli appoggi:	4197,89 [kN]
Area singolo appoggio:	2551,76 [cmq]
Area complessiva appoggi:	10207,04 [cmq]
Pressione esercitata:	4,11 [MPa]
Coefficiente di attrito:	0,08 [-]
Valore di resistenza parassita stimato:	335,83 [kN]

A favore di sicurezza, si assume, nel prosieguo della relazione, il valore massimo di carico stimato:

Resistenze parassite	Q_{7k}	335,83	[kN]

5.2.5 Carico variabile per effetto dinamico

I carichi mobili includono effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità, in particolare, in prossimità di interruzioni della continuità strutturale della soletta, è necessario considerare un coefficiente dinamico addizionale da associare ai carichi verticali indotti dai mezzi in transito.

Il carico indotto dal movimento del traffico sull'impalcato è stimato come una azione agente in direzione dell'asse dell'impalcato stesso e calcolata come il prodotto fra il carico verticale indotto dai mezzi in transito e un coefficiente di incremento dinamico.
La stima del coefficiente di incremento dinamico è condotta sulla base della formulazione riportata nel D.M.del 4/05/1990:

$$q_2 = (\Phi - 1) q_1$$

dove

$$\Phi = 1{,}4 - \frac{(L-10)}{150} = 1{,}4 - \frac{35-10}{150} = 1{,}23$$

Il coefficiente dinamico addizionale è applicato a tutti i carichi variabili da traffico:

Effetto dinamico	Q_{2k}	344,98	[kN]

5.2.6 Carichi variabili per effetto Vento

In conformità a quanto prescritto dalla normativa vigente si determina il carico da vento secondo la formula:

$$q_{5,V} = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

dove:

q_b : è la pressione cinetica di riferimento [§3.3.6]

C_e : è il coefficiente di esposizione [§3.3.7]

C_p : è il coefficiente di forma

C_d : è il coefficiente dinamico

Emilia Romagna $a_s \leq 750m$ s.l.m.

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 625 = 390{,}62 \text{ [kN/mq]}$$

Classe di rugosità del terreno: C
Categoria di esposizione: III
Altezza media (z): 10,00 [m]

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Figura 5-7: Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione estratti da normativa

$C_e(z) = k_r^{\,2} \cdot C_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + C_t \cdot \ln(z/z_0)] =$ 2,02 [-]

$C_p = 0{,}8$ [-]

$C_d = 1{,}00$ [-]

$q_{5,V}$ = 0,67 [kN/mq]

5.2.7 Carichi variabili per effetto Neve

In conformità a quanto prescritto dalla normativa vigente, si determina il carico da neve

$q_{5,N} = \mu_i \cdot C_E \cdot C_T \cdot q_{sk}$

dove:

μ_i : è il coefficiente di forma [§3.4.5]

C_E : è il coefficiente di esposizione [§3.4.3] assunto pari a 1

C_T : è il coefficiente termico [§3.4.4] assunto pari a 1

q_{sk} : è il valore caratteristico di riferimento neve al suolo [kN/m^2] [§3.4.2]

Zona I – Mediterranea dove $a_s < 200$ s.l.m.

$q_{sk} = 1.50$ kN/mq]

$\mu_i = 0{,}8$ per piano inclinato dai 0° ai 30°

$q_{5,,N} = 1.20$ [kN/mq]

5.2.8 Incremento di carico per spinta del terreno indotta da carichi verticali

La sede stradale prevista prosegue lungo il terrapieno da realizzare a monte della spalla in esame. La presenza di carichi verticali induce sulla struttura un incremento di spinta orizzontale valutata come pressione con distribuzione costante per tutta la altezza dell'opera:

Sovraccarico permanente indotto dalla presenza della sede stradale:

$\Delta q_p =$ 3,00 [kN/mq]

Sovraccarico indotto dalla presenza di traffico:

Carico tandem corsia 1	Q1	90,91	kN/mq
Carico tandem corsia 2	Q2	60,61	kN/mq
Carico distribuito corsia 1	q1	9,00	kN/mq
Carico distribuito corsia 2	q2	2,50	kN/mq
folla (Schema di carico 5)	qf	5,00	kN/mq
Carico complessivo	Δq	70,58	kN/mq

Incremento di spinta sulla struttura:

$G_{4k} = \Delta S_o = (\Delta q_p + \Delta q_t) \cdot H \cdot k_A = 173{,}79$ [kN]

Dove:

H: altezza complessiva dell'opera ($H = 5{,}53$ [m])

k_A: coefficiente di spinta attiva calcolata secondo la formula $k_A = \frac{1 - sen(\varphi)}{1 + sen(\varphi)} = 0{,}30$ [-]

5.3 Combinazioni di carico

5.3.1 Premessa

L'analisi delle strutture è eseguita secondo due combinazioni principali:

- combinazione fondamentale (SLU)
- combinazione sismica

Per entrambe le combinazioni si riportano nei paragrafi che seguono i coefficienti correttivi (γ e ψ) addottati per le componenti di carico considerate.

5.3.2 Combinazione Stati Limite Ultimi (fondamentale)

Si considerano le azioni complessive indotte dalle diverse componenti di carico secondo la combinazione:

$$\gamma_1 G_{1k} + \gamma_2 G_{2k} + \gamma_{q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{k2} + \ldots$$

In conformità a quanto prescritto da normativa vigente, si riportano i coefficienti di riduzione/amplificazione dei parametri di carico e di resistenza considerati.

Coefficiente γ		EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)
Permanenti	Favorevole	0,90	1,00	1,00
	Sfavorevole	1,10	1,35	1,00
Permanenti NON strutturali	Favorevole	0,00	0,00	0,00
	Sfavorevole	1,50	1,50	1,30
Variabili da traffico	Favorevole	0,00	0,00	0,00
	Sfavorevole	1,35	1,35	1,15
Variabili	Favorevole	0,00	0,00	0,00
	Sfavorevole	1,50	1,50	1,30
Distorsioni presollecitazioni	Favorevole	0,90	1,00	1,00
	Sfavorevole	1,00	1,00	1,00
Ritiro e viscosità	Favorevole	0,00	0,00	0,00
	Sfavorevole	1,20	1,20	1,00

In funzione del carico variabile assunto come prevalente si considerano i seguenti coefficienti riduttivi da applicare alle restanti componenti di carico in funzione dell'approccio scelto:

Coefficienti di combinazione			$\psi 0$	$\psi 1$	$\psi 2$
Azioni da traffico	Carichi tandem		0,75	0,75	0,00
	Carichi distribuiti		0,40	0,40	0,00
	Carichi concentrati		0,40	0,40	0,00
	Schema 2		0,00	0,75	0,00
	2		0,00	0,00	0,00
	3		0,00	0,00	0,00
	folla		0,00	0,75	0,00
	5		0,00	0,00	0,00
Vento	ponte scarico	SLU / SLE	0,60	0,20	0,00
		Esecuzione	0,80	-	0,00
	ponte carico		0,60	-	-

Il carico indotto da neve viene considerato solo in assenza di azioni indotte da traffico.

Facendo variare il carico considerato come prevalente si considerano le seguenti combinazioni:

Combinazione	Carico variabile prevalente
1	carico tandem (Schema 1)
2	carico distribuito (Schema 1)
3	frenatura
4	carico tandem (Schema 2)

5	carico distribuito (Schema 2)
6	folla (Schema di carico 5)
7	neve
8	vento

Comb.	1	2	3	4	5	6	7	8
G_1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G_2	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
G_3	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
G_4	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
$Q_{1,1}$	1.35*0.75	1.35*0.75	1.35*0.75*0.75	1.35*0.75	1.35*0.75*0.75	1.35*0.75	0	1.35*0.75
$q_{1,2}$	1.35*0.4	1.35	1.35*0.4*0.4	1.35*0.4*0.4	1.3*0.4	1.35*0.4	0	1.35*0.4
q_f	1.5*0.4	1.5*0.4	0	0	0	1.5	1.5*0.4	1.5*0.4
Q_2	come carichi da traffico							
Q_3	0	0	1.35	1.35*0.75	1.35*0.75	1.35*0.75	0	1.35*0.4
$Q_{5,V}$	1.5*0.6	1.5*0.6	1.5*0.6	1.5*0.6	1.5*0.6	1.5*0.6	1.5*0.6	1.5
$Q_{5,N}$	0	0	0	0	0	0	1.5	0
Q_7	1.35*0.4	1.35*0.4	1.35*0.4	1.35*0.4	1.35*0.4	1.35*0.4	1.35*0.4	1.35*0.4

I parametri riportati sono stati assunti nell'ipotesi di stato limite di tipo strutturale (A1+M1+R1) corrispondente all'Approccio 1 - Combinazione 1.

Tale stato limite è valutato per la verifica delle componenti strutturali dell'opera.

Per le verifiche di stabilità (verifica a portata limite e verifica allo scorrimento) si considererà lo stato limite di tipo geotecnico (A2+M2+R2) corrispondente all'Approccio 1 - Combinazione 2.

Di seguito si riportano i valori delle azioni corrispondenti alle diverse componenti di carico come calcolate nei paragrafi precedenti:

Peso proprio struttura	G_1	7440,41	[kN]
Carico permanente portato	G_2	1785,12	[kN]
Spinta terreno	G_3	774,70	[kN]
Sovraccarico per carichi permanenti su terreno	$G_{4,1}$	181,33	[kN]
Sovraccarico per carichi da traffico su terrreno	$G_{4,2}$	389,59	[kN]
carico tandem	$Q_{1,1}$	1000,00	[kN]
carico distribuito	$q_{1,2}$	499,91	[kN]
Folla	q_f	206,48	[kN]
Incremento dinamico	Q_2	344,98	[kN]
Frenatura	Q_3	438,25	[kN]
Vento	$Q_{5,V}$	36,51	[kN]
Neve	$Q_{5,N}$	377,32	[kN]
Resistenze. Parassite	Q_7	335,83	[kN]

Considerando le diverse combinazioni di carico ed i relativi parametri da applicare si ottengono i valori complessivi di azione agenti sulla struttura espressi in kN:

Comb	1	2	3	4	5	6	7	8
G_1	10044,6	10044,6	10044,6	10044,6	10044,6	10044,6	10044,6	10044,6
G_2	2677,7	2677,7	2677,7	2677,7	2677,7	2677,7	2677,7	2677,7
G_3	1162,1	1162,1	1162,1	1162,1	1162,1	1162,1	1162,1	1162,1
$G_{4,1}$	142,8	142,8	142,8	142,8	142,8	142,8	142,8	142,8
$G_{4,2}$	66,5	66,5	66,5	66,5	66,5	66,5	66,5	66,5
$Q_{1,1}$	1350,0	1012,5	540,0	1012,5	759,4	759,4	0,0	1012,5
$q_{1,2}$	269,9	674,9	269,9	108,0	269,9	108,0	0,0	269,9
q_f	0,0	111,5	111,5	209,1	209,1	278,8	0,0	0,0
Q_2	181,4	189,0	90,7	125,5	115,3	97,1	0,0	143,6
Q_3	0,0	0,0	0,0	236,7	236,7	236,7	0,0	236,7
$Q_{5,V}$	32,9	32,9	32,9	32,9	32,9	32,9	32,9	54,8
$Q_{5,N}$	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	566,0	0,0
Q_7	181,3	181,3	181,3	181,3	181,3	181,3	181,3	181,3

La componente flettente in corrispondenza della fondazione è calcolata facendo riferimento ai punti di applicazione dei singoli carichi agenti secondo lo schema di Figura 5-8 in cui il punto di riferimento considerato corrisponde all'estremo a valle della spalla (punto "O")

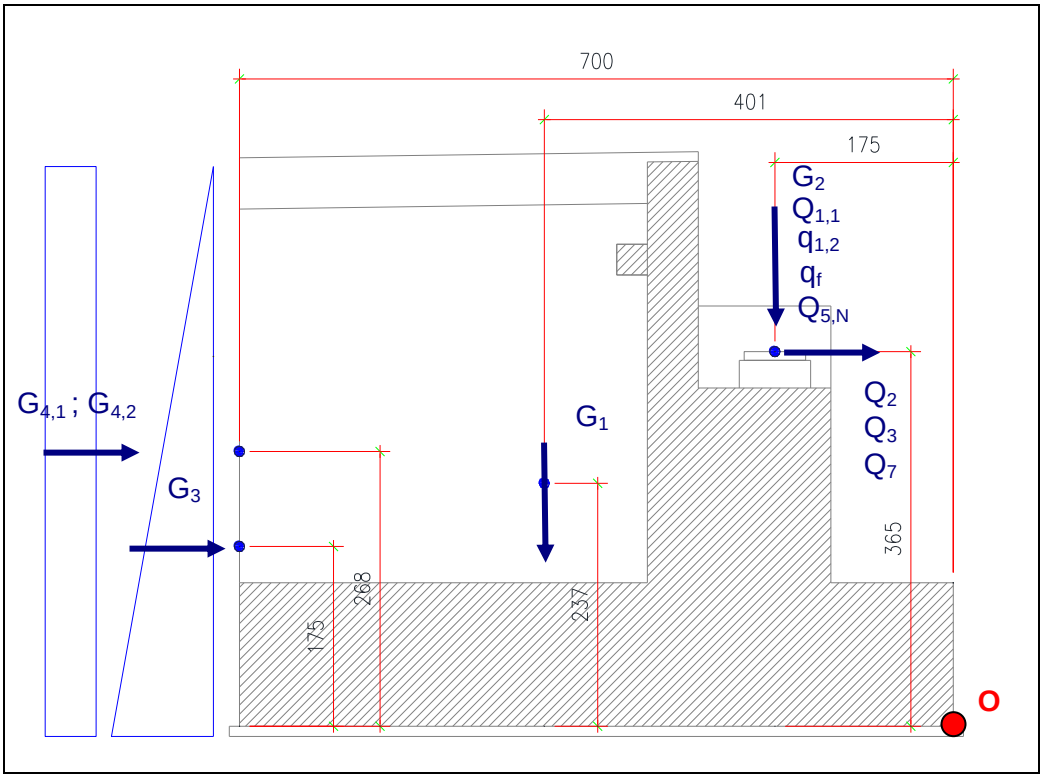


Figura 5-8: Spalla A - Ubicazione centri di applicazione azioni

La azione in direzione trasversale è data dalla sola componente di vento ed è considerata applicata in asse alla strada per una altezza al di sopra del piano stradale pari a 1,5 m

5.3.3 Combinazione sismica

L'azione sismica è considerata agente in maniera distinta in direzione parallela all'asse dell'impalcato ed in direzione trasversale ad esso.

Nella tabella seguente sono riportati i coefficienti adottati per le singole componenti di carico ed i valori risultanti delle azioni.

La sigla "E" indica le componenti di carico dovute all'effetto del sisma calcolate come il prodotto fra il valore massimo di accelerazione e le masse inerziali:

$$E_i = a_{max} \cdot W_i$$

Componenti	Coefifcienti	Azioni [kN]
G_1	1	7440,41
G_2	1	1785,12
G_3	1	964,88
$G_{4,1}$	1	389,59
$G_{4,2}$	0	181,33
$Q_{1,1}$	0	0
$q_{1,2}$	0	0
q_f	0	0
Q_2	0	0
Q_3	0	0
$Q_{5,V}$	0	0
$Q_{5,N}$	0	0
Q_7	0	0
E_1	1	1374,73
E_2	1	1033,83
E_3	1	764,23

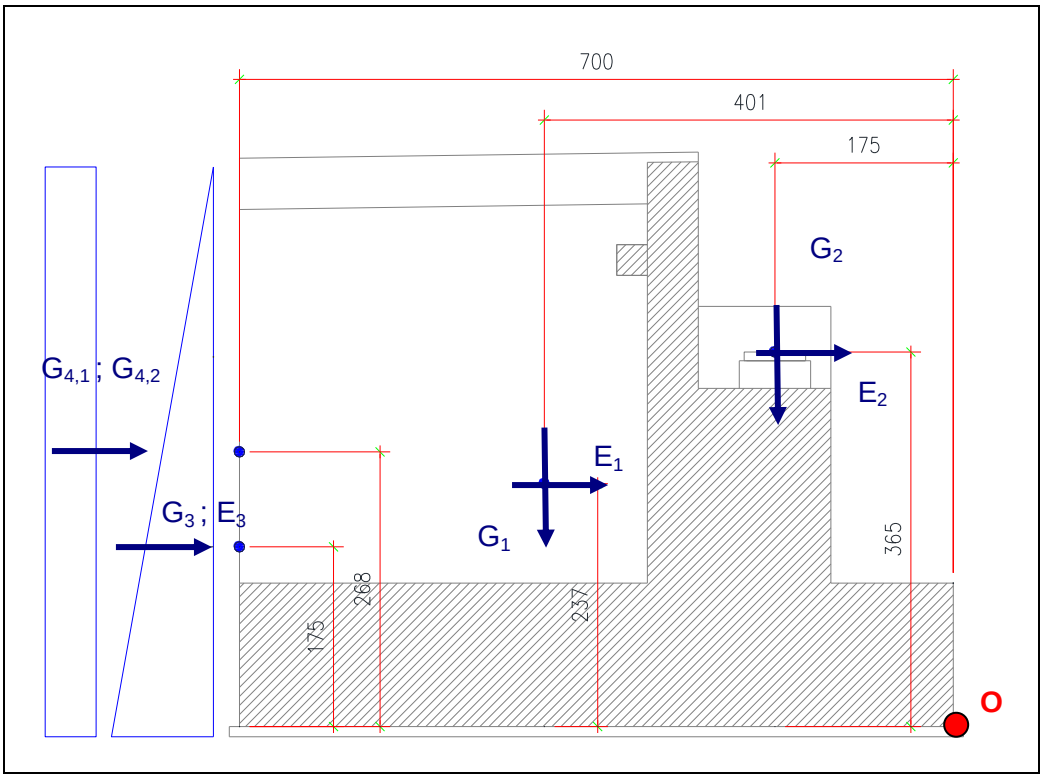


Figura 5-9: Spalla A - Ubicazione centri di applicazione azione sismica (direzonie longitudinale)

5.3.4 Risultati complessivi

Nei diagrammi di Figura 5-10 si riportano i valori complessivi di azione verticale , orizzontale e momento flettente in funzione delle combinazioni considerate.

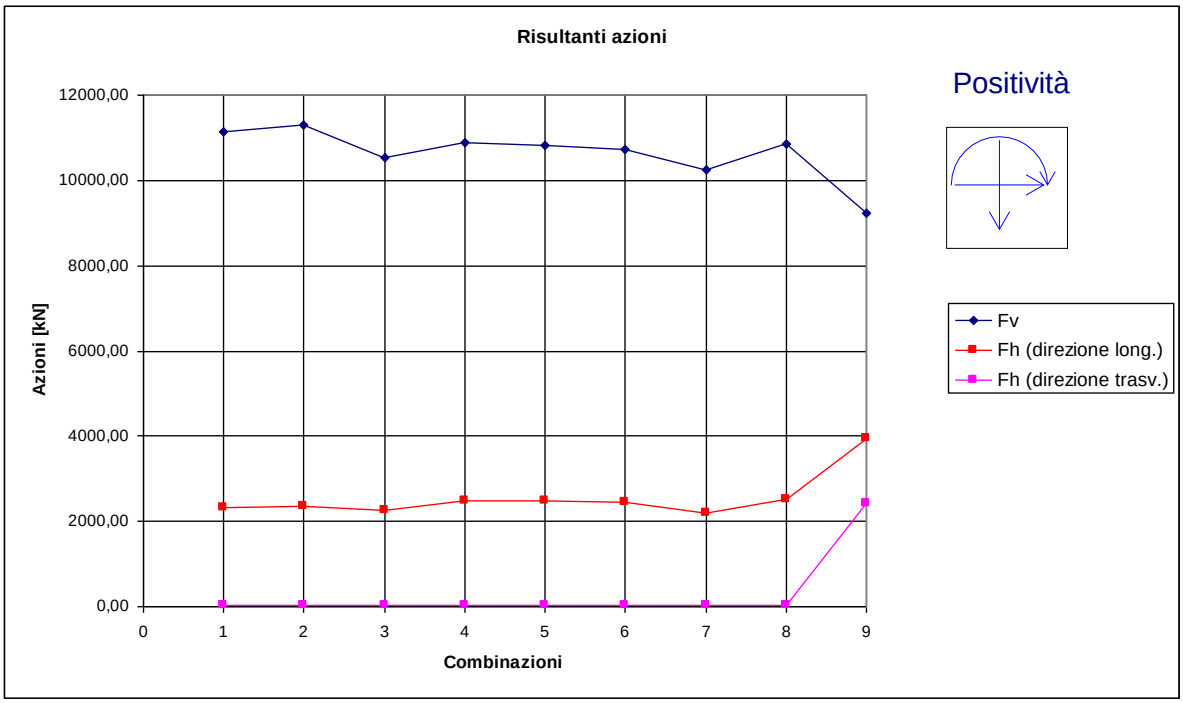


Figura 5-10: Spalla A - Andamento risultanti azioni verticali ed orizzontali in funzione delle combinazioni di carico considerate

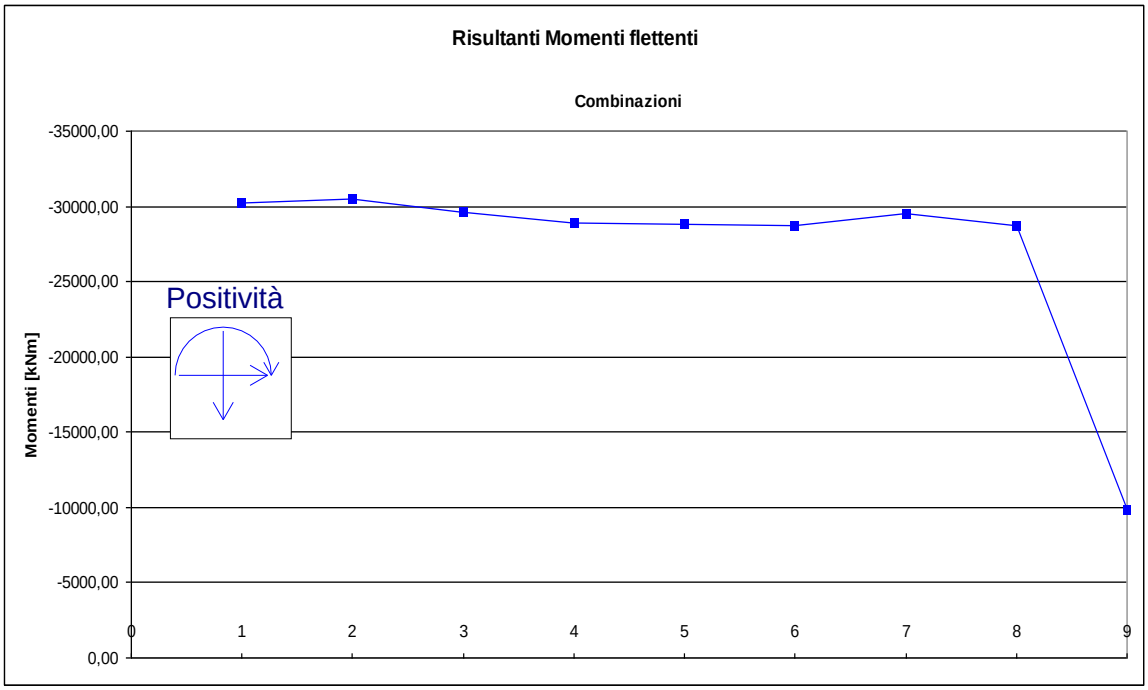


Figura 5-11: Spalla A - Andamento momenti flettenti risultanti (calcolati rispetto all'estremo "O") in funzione delle combinazioni di carico considerate

Dal confronto fra le risultanti delle azioni si riportano le combinazioni ritenute più gravose per la struttura in esame:

Combi.	Condizione	M [kNm]	F_v [kN]	F_{hlong} [kN]	F_{htrasv} [kN]
Sismica	M_{max};$F_{v,min}$	-9788,27	9225,53	3944,36	2408,56
2	M_{min}; $F_{v,max}$	-30514,67	11293,44	2341,72	28,48
Sismica	$F_{h,max}$ (dir. long)	-9788,27	9225,53	3944,36	2408,56
Sismica	$F_{h,max}$ (dir. trasv.)	-9788,27	9225,53	3944,36	2408,56

5.4 Verifica degli elementi: Paraghiaia

5.4.1 Descrizione

Il paraghiaia presenta sezione costante per tutta la larghezza della spalla. Le dimensioni sono riportate al capitolo 5.1 della presente Relazione.
L'elemento è armato secondo lo schema riportato nella tabella sottostante

Ferri	Diametro [mm]	Passo [cm]	Identificativo negli elaborati grafici
Longitudinali	1+1Φ 22	20,00	13 – 14
Trasversali	3Φ 16		21
	1+1Φ 16	20,00	15 - 16

5.4.2 Modello assunto

Ai fini dell'analisi della struttura in esame, data la geometria dell'elemento, si è fatto riferimento ad un comportamento a piastra vincolata alle estremità secondo lo schema riportato in Figura 5-12

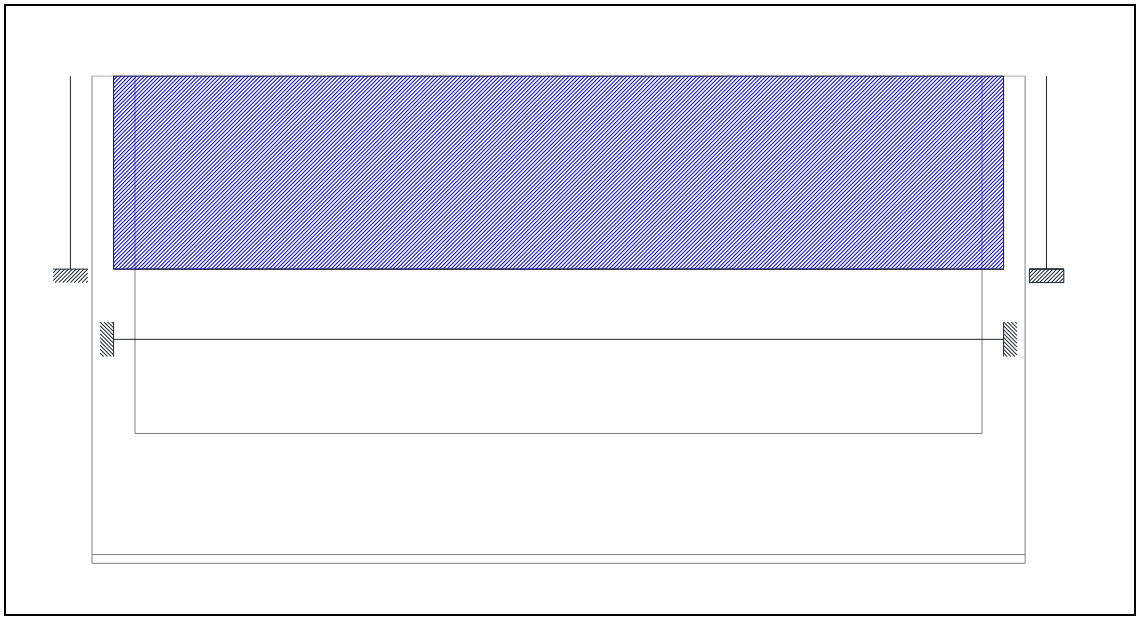


Figura 5-12: Spalla A - Schema statico per analisi paraghiaia

Sul paraghiaia sono applicati i carichi derivanti dalla spinta indotta dal terreno di riempimento e dai carichi indotti dalla presenza di traffico come prescritto da circolare (Circ. n°617 del 02/02/2009, § 5.1.3.3.7.2) oltre al peso proprio della struttura.
L'azione sismica, calcolata come prodotto fra accelerazione massima attesa al sito e massa inerziale del paraghiaia e del terreno di riempimento, è applicata nel baricentro della struttura.

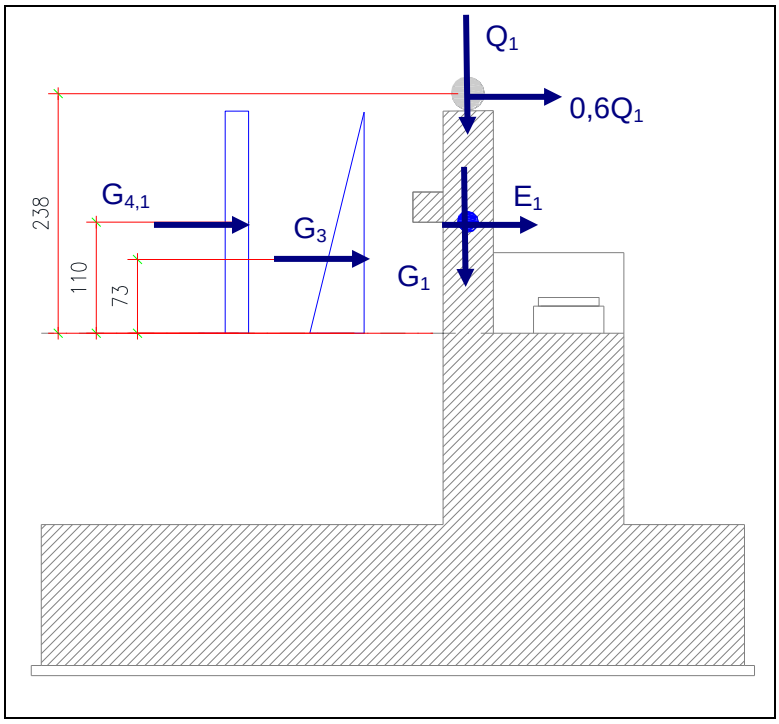


Figura 5-13: Spalla A - Schema di riferimento azioni considerate agenti su paraghiaia

Nel caso specifico i carichi dovuti al traffico verranno trascurati in quanto agenti sulla soletta e quindi non direttamente collegati al paraghiaia.

5.4.3 Verifica a presso-flessione

L'analisi della sollecitazione a presso-flessione è condotta considerando la teoria elastica lineare delle piastre isotrope nella ipotesi di spessore costante e materiale omogeneo per tutta la dimensione della struttura.

Data la presenza di muri andatori rigidamente vincolati al paraghiaia, si assume il modello di piastra incastrata su tre lati. In Figura 5-14 si riportano i punti rispetto ai quali è stato calcolato il momento flettente indotto dalle spinte del terreno e dalla presenza di sovraccarichi sullo stesso.

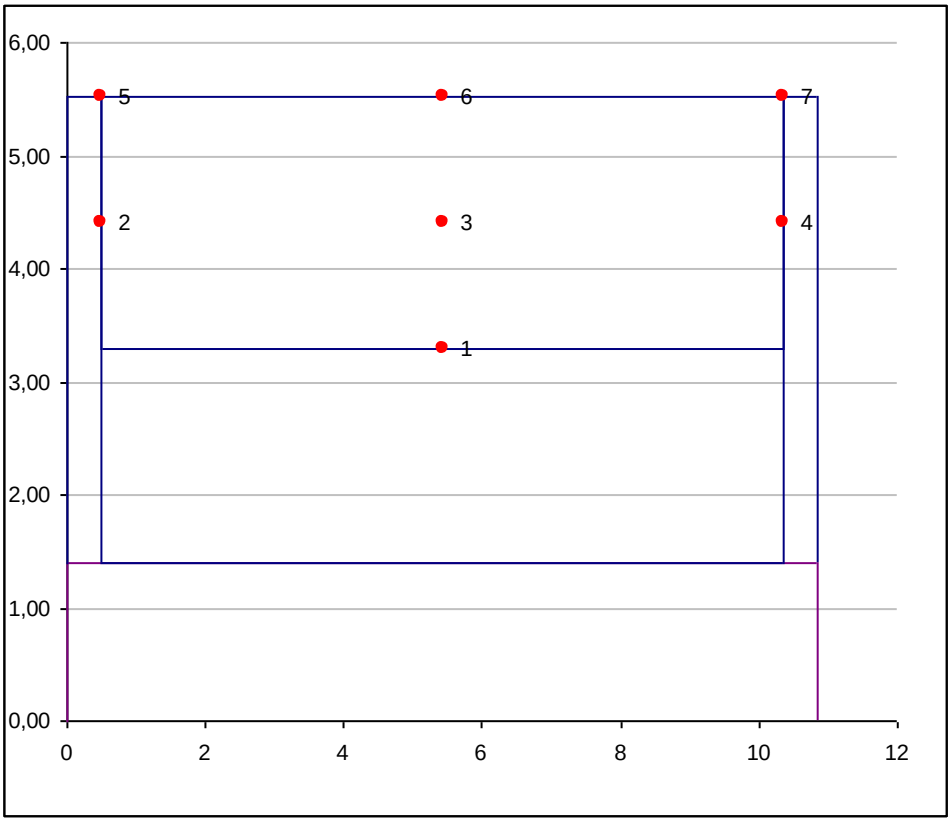


Figura 5-14: Spalla A - ubicazione punti di analisi per paraghiaia

Ai fini della verifica strutturale si considera il caso con momento massimo e sforzo assiale minimo corrispondente alla combinazione sismica per la quale i carichi da traffico vengono azzerati:

Tipologia di carico	Carico lineare [kN/m]	Distribuzione
Spinta terreno di riempimento	189,50	Lineare
Incremento spinta per carichi permanenti	32,85	Costante
Incremento di spinta per effetto del sisma	61,28	Lineare
Carico per effetto sisma su massa inerziale	25,10	Costante

Assumendo il sistema di riferimento indicato in Figura 5-15 si ottengono i seguenti valori di momento massimo per i punti analizzati:

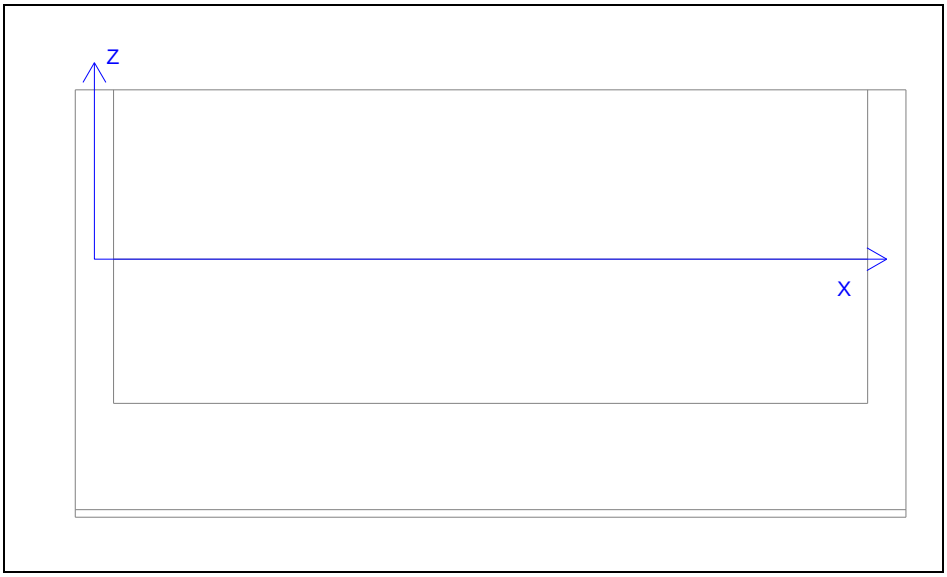


Figura 5-15: Spalla A - sitema di riferimento adottato per paraghiaia

	Coordinate		Componente lineare		Componente costante		Momento complessivo	
Nodo	X [m]	Z [m]	Mx [kNm]	Mz [kNm]	Mx [kNm]	Mz [kNm]	Mx [kNm]	Mz [kNm]
1	5,43	3,30	-1697,4	-478,02	-140,07	-39,45	-1837,46	-517,46
2	0,25	4,42	-386,74	-2,45	-32,74	-0,21	-419,49	-2,66
3	5,43	4,42	56,09	-60,98	4,77	-2,56	60,87	-63,55
4	10,35	4,42	-386,74	-2,45	-32,74	-0,21	-419,49	-2,66
5	0,25	5,53	-983,10	-6,23	-56,61	-0,36	-1039,71	-6,59
6	5,43	5,53	230,28	-1,46	16,37	-0,10	246,65	-1,56
7	10,35	5,53	-983,10	-6,23	-56,61	-0,36	-1039,71	-6,59

I risultati ottenuti sono riportati graficamente nei diagrammi di

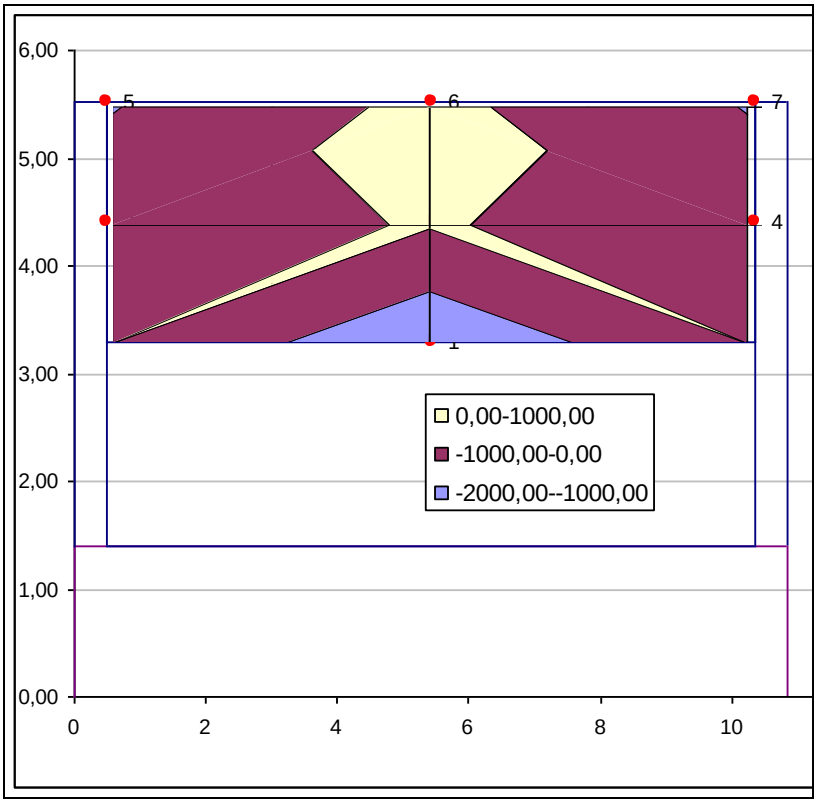


Figura 5-16: Spalla A - Diagramma momento Mx su paraghiaia

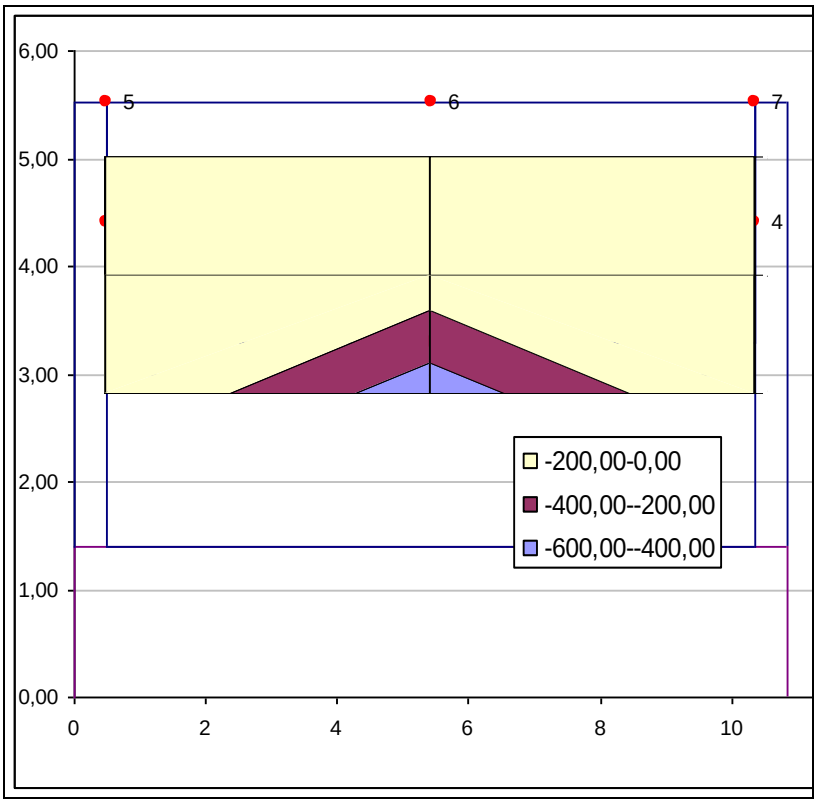
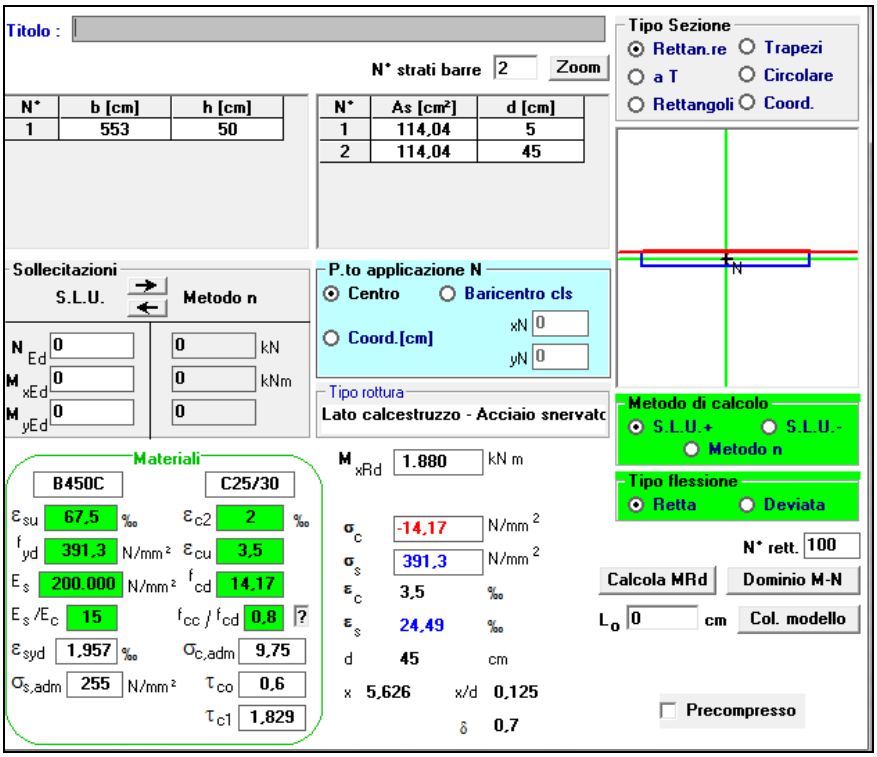


Figura 5-17: Spalla A - Diagramma momento Mz su paraghiaia

Considerando la distribuzione di armatura longitudinale ed i diametri delle barre si ottiene il momento ultimo resistente:



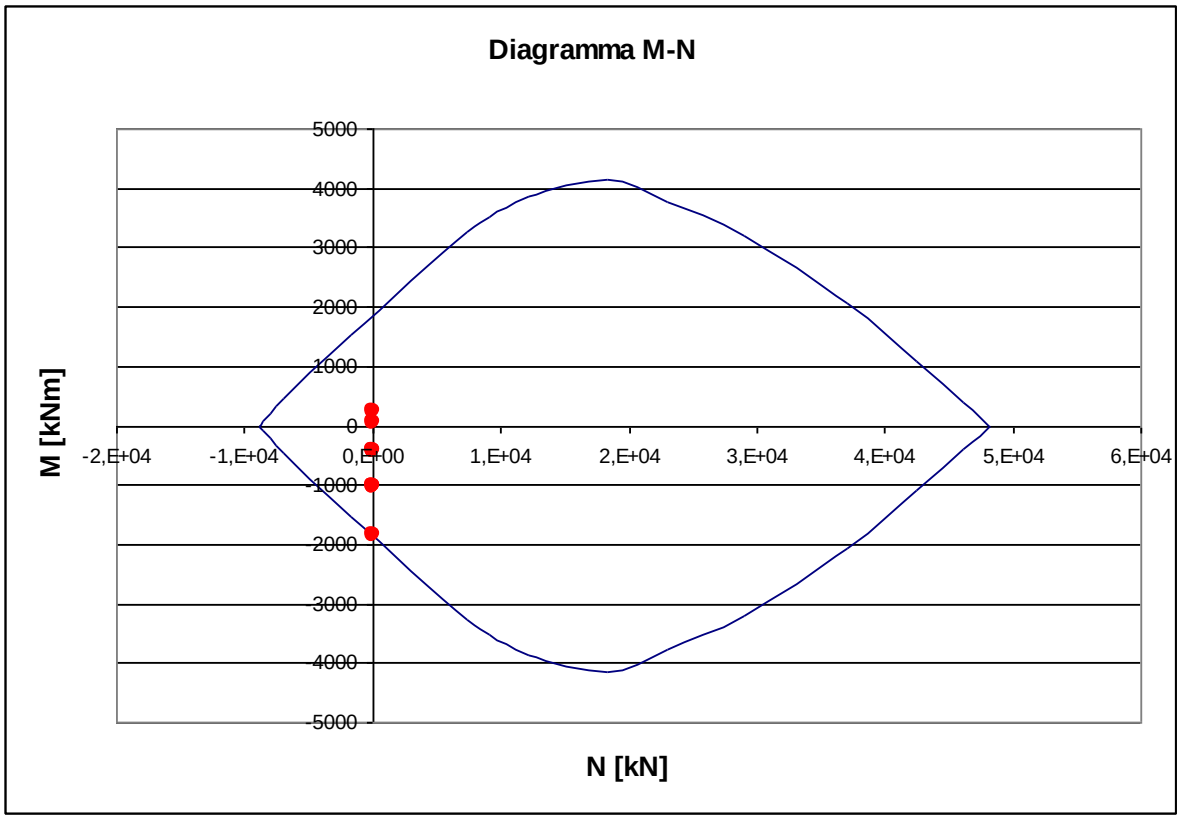


Figura 5-18: Spalla A - Dominio M-N paraghiaia

Gli stati di sollecitazione per i punti esaminati sono contenuti entro il dominio M-N.

La condizione di verifica a presso-flessione risulta quindi soddisfatta

5.4.4 Verifica a taglio

La verifica a taglio è condotta considerando una mensola di larghezza unitaria incastrata alla base, su cui è pensato agire la azione orizzontale complessiva.
Come per il caso del paragrafo precedente, la azione massima orizzontale è quella corrispondente alla combinazione sismica.
Con riferimento allo schema di Figura 5-13 si riportano i valori di azione orizzontale rapportati alla dimensione della fascia indagata:

Tipologia di carico	Carico complessivo [kN/m]
Spinta terreno di riempimento	19,47
Incremento spinta per carichi permanenti	2,76
Incremento di spinta per effetto del sisma	6,30
Carico per effetto sisma su massa inerziale	5,16

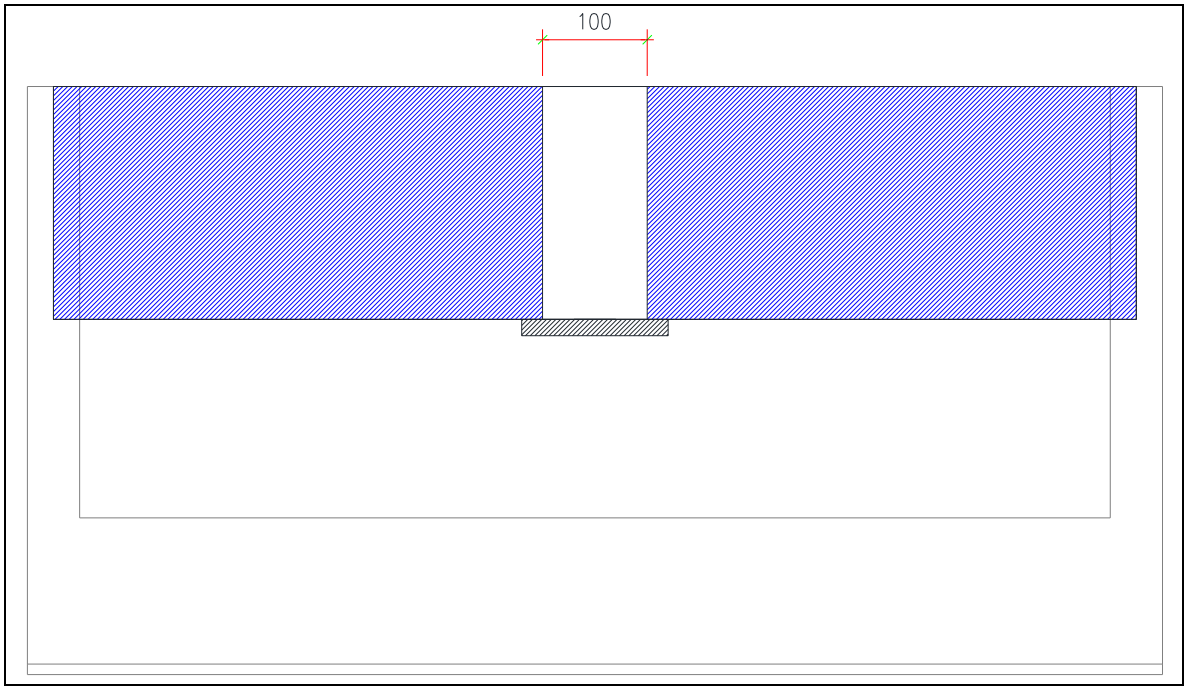


Figura 5-19: Spalla A - Schema statico di riferimento per verifica a taglio paraghiaia

Il carico complessivo agente sulla sezione è pari a:

$V_{Ed} = 33{,}70$ [kN]

Le caratteristiche della sezione di c.a. corrispondente al paraghiaia sono riportate nella tabella seguente:

b	1000	[mm]
h	500	[mm]
d	450	[mm]
Rck	30	[MPa]
k	1,667	[-]
ro1	0,04	[-]
f_{ck}	24,9	[MPa]
γ_C	1,5	[-]
σ_{cp}	15,28	[MPa]
b_w	500	[mm]
d	450	[mm]
n.ferri long	5	[-]
Φ_{long}	22	[mm]
A_{sl}	1900,66	[mmq]
v_{min}	0,38	[-]

Per elementi che non necessitano armatura specifica a taglio si considera la azione resistente indotta sulla sezione dalla presenza dei ferri longitudinali e dalla resistenza del

calcestruzzo calcolati secondo le prescrizioni da normativa vigente (D.M. 14/01/2008 §4.1.2.1.3.1):

V_{Rd} (kN)	V_{min} (kN)
728,11	600,25

$V_{Rd} = 728{,}11$ [kN]

Confrontando i valori di resistenza di progetto con i valori di azione, la condizione di verifica a taglio ($V_{Rd} > V_{Ed}$) risulta soddisfatta.

5.5 Verifica degli elementi: Muro andatore

5.5.1 Descrizione

I muri andatori presentano sezione costante per tutta la loro estensione. Le dimensioni sono riportate al capitolo 5.1 della presente Relazione. Con riferimento ad un unico elemento, si riporta lo schema di armatura adottato:

Ferri	Diametro [mm]	Passo [cm]	Identificativo negli elaborati grafici
Longitudinali	1+1Φ 20	20,00	29 – 30
Trasversali	1+1Φ 18	20,00	31 - 32

5.5.2 Modello assunto

Nel prosieguo dell'analisi è stato considerato un modello statico equivalente costituito da una piastra in c.a. vincolata rigidamente su due lati (corrispondenti alla giunzione con la fondazione e alla giunzione con il paraghiaia) su cui agiscono le azioni indotte dalla presenza del terrreno di riempimento e dal peso proprio della struttura.
In Figura 5-20 è riportato il modello statico equivalente di riferimento

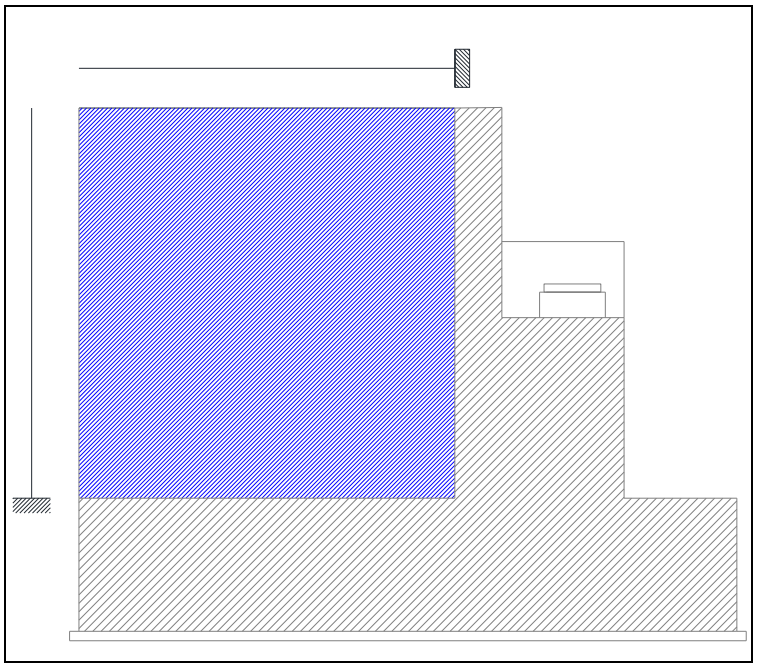


Figura 5-20: Spalla A - Schema statico equivalente adottato per muro andatore

L'analisi è stata condotta considerando i carichi agenti sulla struttura nella combinazione più gravosa ai fini delle verifiche, corrispondente alla combinazione sismica.

5.5.3 Verifica a presso-flessione

Per la verifica a pressoflessione, considerando di trascurare il carico verticale indotto dal peso proprio della struttura, si considerano le seguenti azioni di carico rapportate alla superficie del muro:

Tipologia di carico	Carico complessivo [kN/m]	Distribuzione carico
Spinta terreno di riempimento	129,07	Lineare
Incremento spinta per carichi permanenti	4,95	Costante
Incremento di spinta per effetto del sisma	41,74	Lineare
Carico per effetto sisma su massa inerziale	18,50	Costante

L'analisi è stata condotta secondo la teoria elastica lineare delle piastre isotrope nella ipotesi di spessore costante e materiale omogeneo per tutta la dimensione della struttura.

I punti rispetto ai quali è stato valutato il momento agente in funzione del carico sono riportati in Figura 5-21:

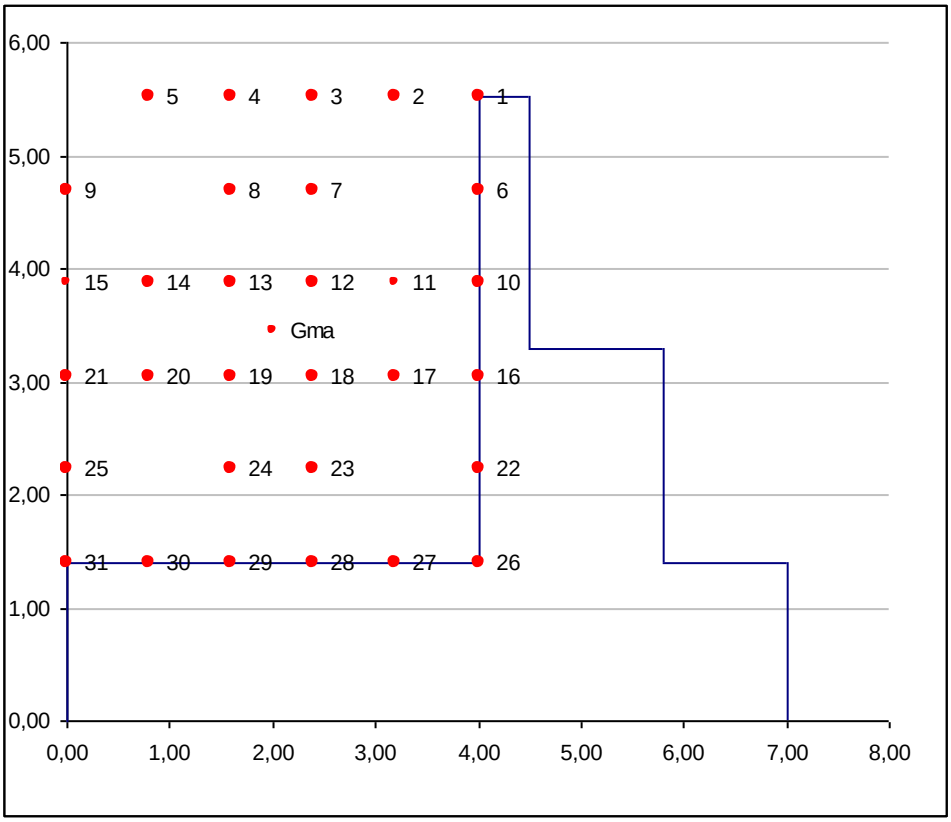


Figura 5-21: Spalla A - Ubicazione punti di analisi per muro andatore

Di seguito si riportano, in forma tabellare, le coordinate ed i valori di momento attribuiti ai singoli nodi secondo il sistema di riferimento di Figura 5-22

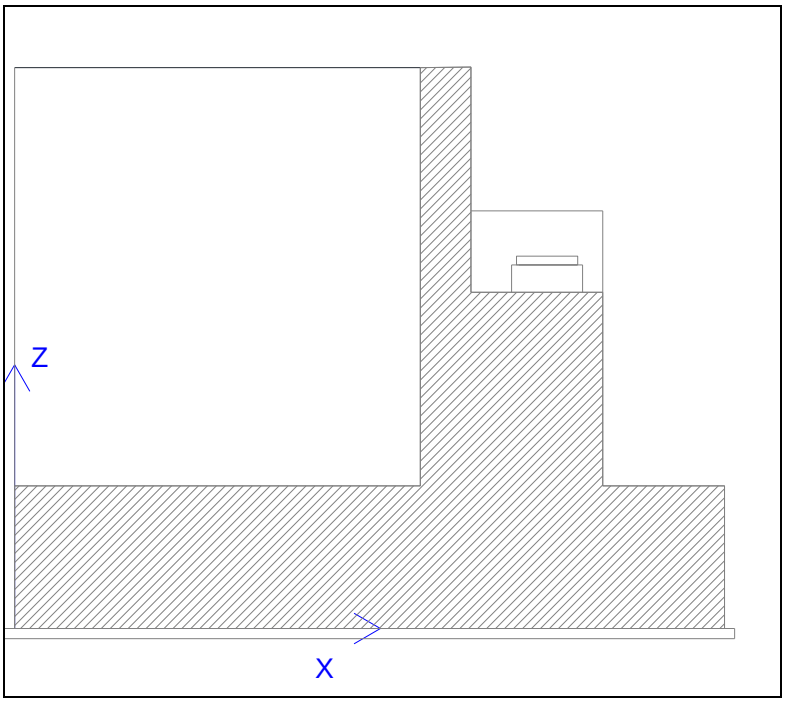


Figura 5-22: Spalla A - -Sistema di riferimento adottato per muro andatore

Nodo	X [m]	Z [m]	Mx [kNm]	Mz [kNm]
1	4,00	5,52	-291,55	58,31
2	3,20	5,52	-118,77	23,75
3	2,40	5,52	-20,78	4,16
4	1,60	5,52	26,18	-5,24
5	0,80	5,52	33,20	-6,64
6	4,00	4,70	0,00	0,00
7	2,40	4,70	-1,28	6,42
8	1,60	4,70	-4,54	22,72
9	0,00	4,70	-9,42	47,11
10	4,00	3,87	76,89	-15,38
11	3,20	3,87	-71,40	14,28
12	2,40	3,87	-4,73	19,83
13	1,60	3,87	21,08	37,73
14	0,80	3,87	20,05	-4,01
15	0,00	3,87	-12,11	60,54
16	4,00	3,05	-139,33	27,87
17	3,20	3,05	-39,55	7,91
18	2,40	3,05	1,51	15,23
19	1,60	3,05	12,41	18,75
20	0,80	3,05	8,52	-1,70
21	0,00	3,05	-3,71	18,54
22	4,00	2,22	0,00	0,00
23	2,40	2,22	7,29	-36,45
24	1,60	2,22	13,70	-68,50
25	0,00	2,22	23,87	-119,33
26	4,00	1,40	0,00	0,00
27	3,20	1,40	0,00	0,00
28	2,40	1,40	38,09	-190,43
29	1,60	1,40	57,74	-288,68
30	0,80	1,40	0,00	0,00
31	0,00	1,40	90,57	-452,83

I risultati sono riportati graficamente nei diagrammi di

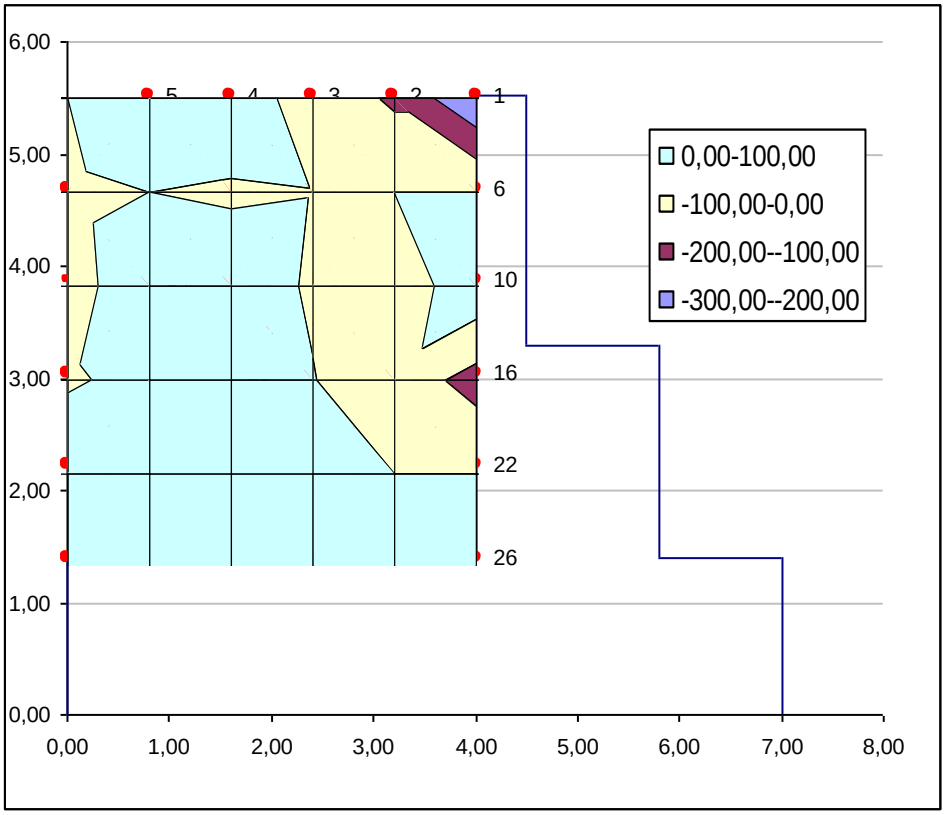


Figura 5-23: Spalla A - Diagrammi momento flettente Mx muro andatore

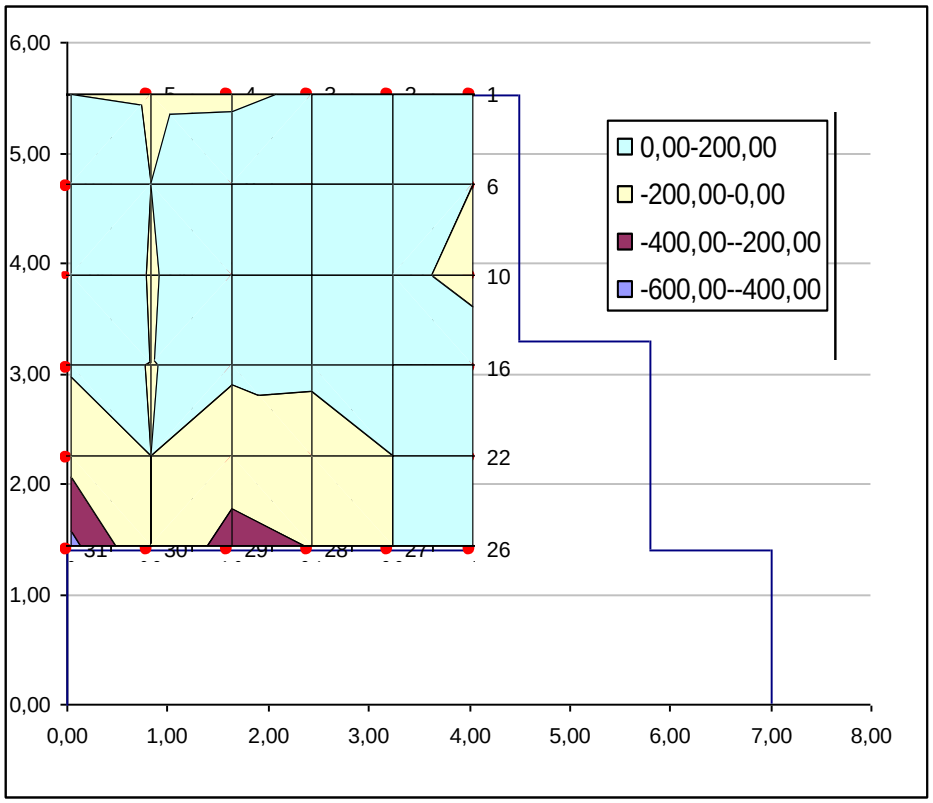
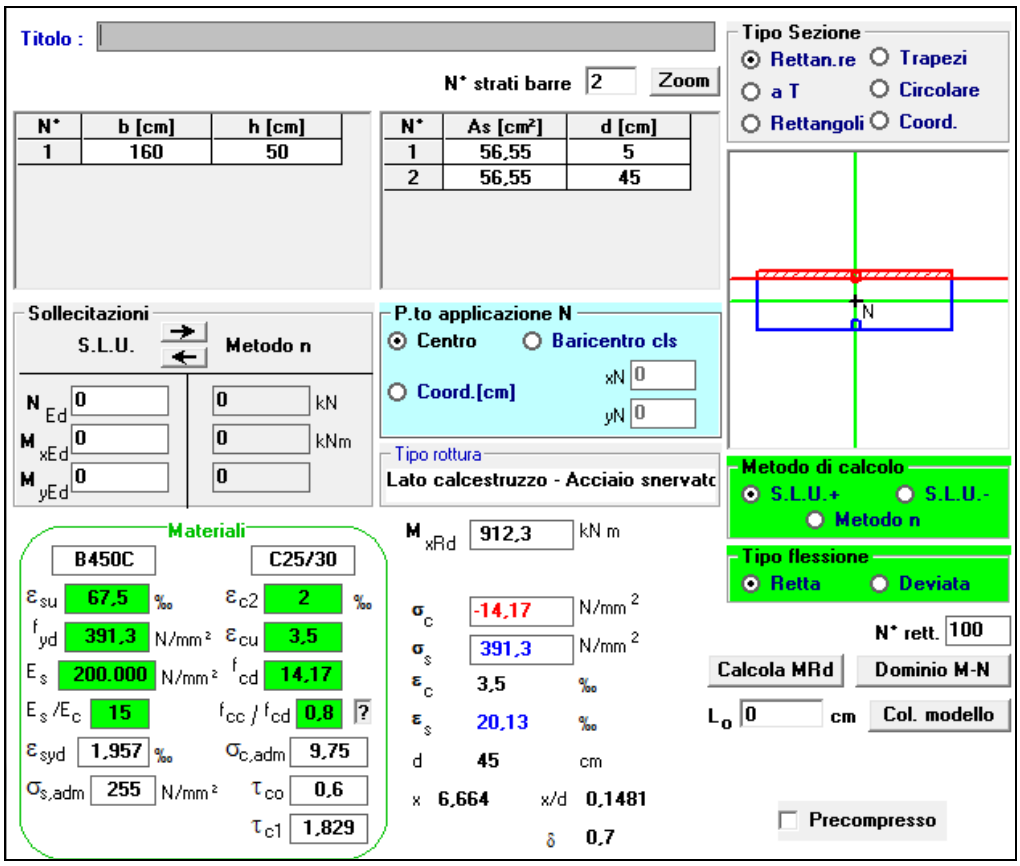


Figura 5-24: Spalla A - Diagramma momento flettente Mz muro andatore

Il valore massimo stimato per il momento flettente risulta pari a:

$M_{Ed} = 291{,}55$ [kNm] per momento con asse in direzione X

$M_{Ed} = 452{,}83$ [kNm] per momento con asse in direzione Z



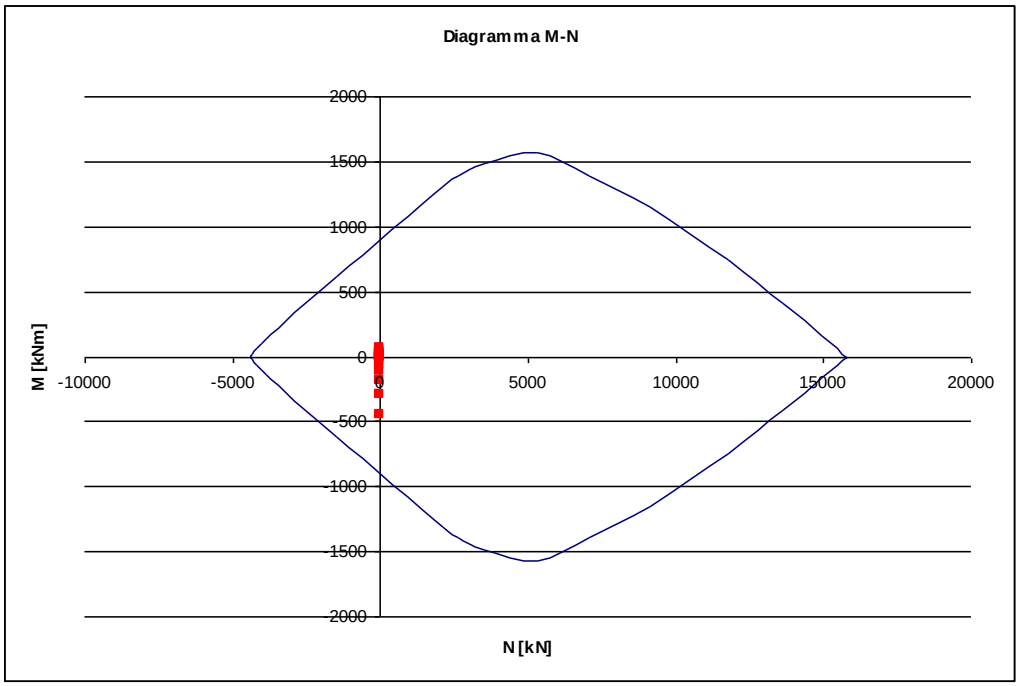
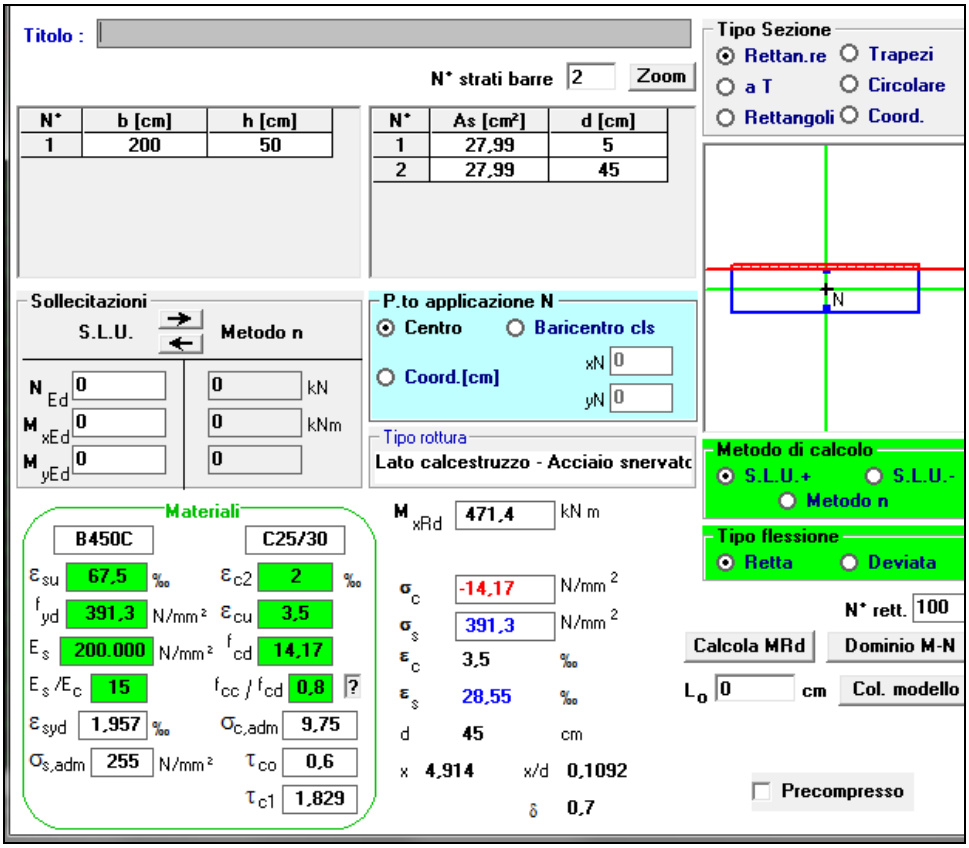


Figura 5-25: Spalla A - Dominio M-N per momento Mx muro andatore



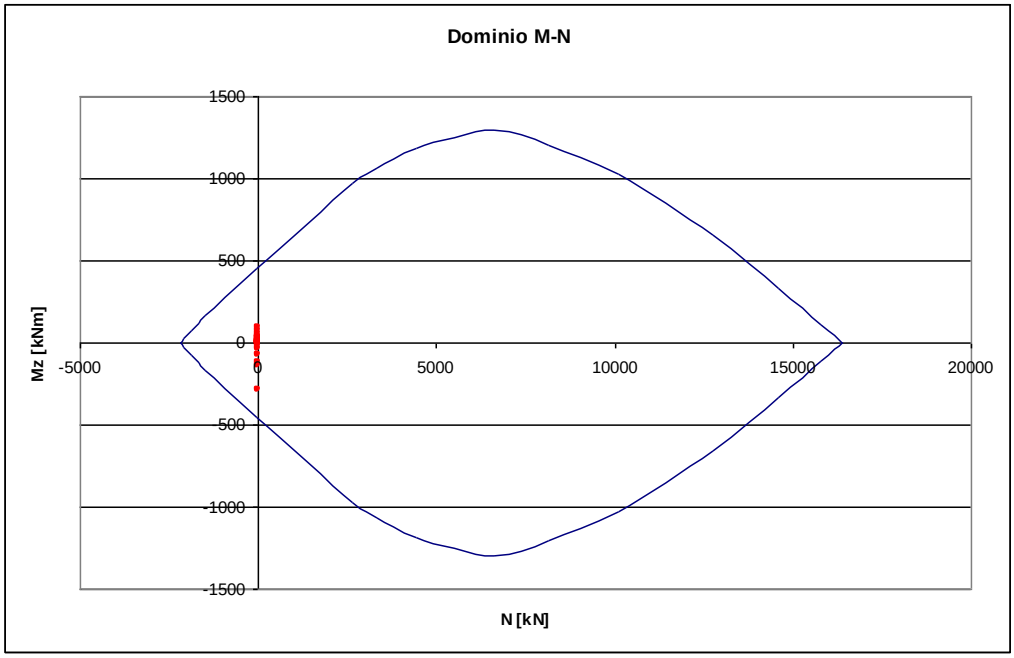


Figura 5-26: Spalla A - Dominio M-N per momento Mz muro andatore

Gli stati di sollecitazione per i punti esaminati sono contenuti entro il dominio M-N.

La condizione di verifica a presso-flessione risulta quindi soddisfatta

5.5.4 Verifica a taglio

La verifica a taglio è condotta considerando una mensola di larghezza unitaria incastrata alla base, su cui è pensato agire la azione orizzontale complessiva.

Come per il caso del paragrafo precedente, la azione massima orizzontale è quella corrispondente alla combinazione sismica.

Con riferimento allo schema di si riportano i valori di azione orizzontale rapportati alla dimensione della fascia indagata:

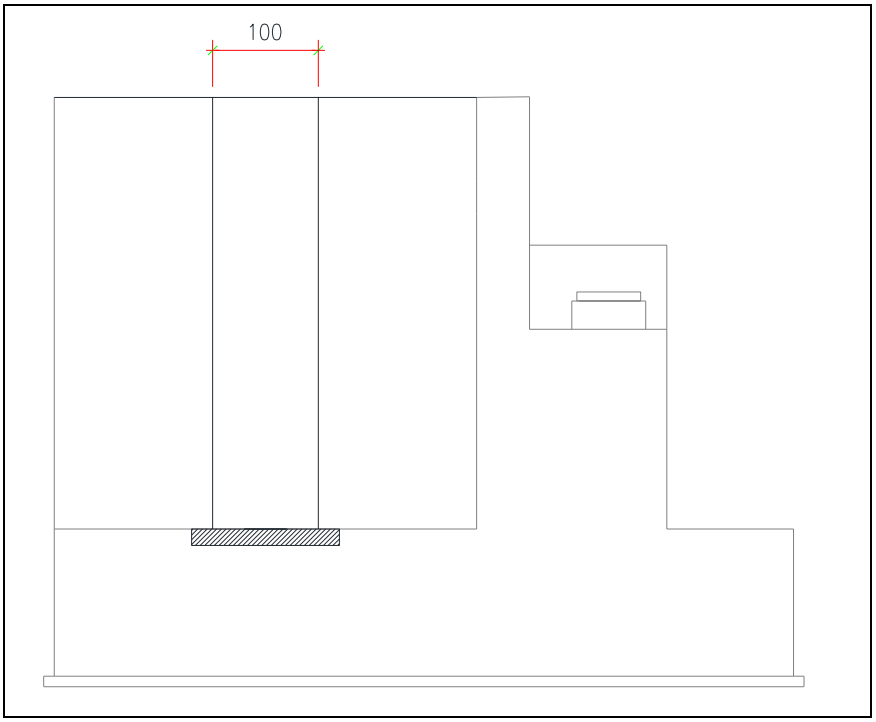


Figura 5-27: Spalla A - Schema statico equivalente per verifica a taglio muro andatore

Tipologia di carico	Carico complessivo [kN]
Spinta terreno di riempimento	265,89
Incremento spinta per carichi permanenti	20,38
Incremento di spinta per effetto del sisma	85,98
Carico per effetto sisma su massa inerziale	76,22

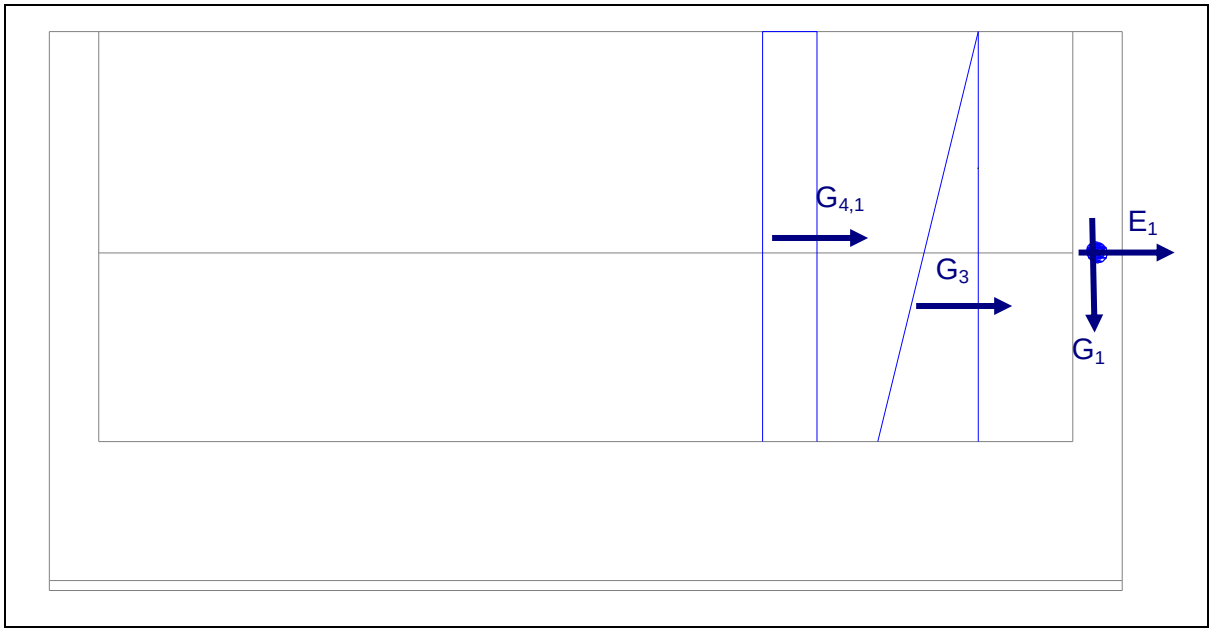


Figura 5-28: Spalla A - Schema componenti di carico per muro andatore

Il carico complessivo agente sulla sezione è pari a:

$V_{Ed,tot} = 448{,}47$ [kN]

Le caratteristiche della sezione di c.a. corrispondente al muro andatore sono riportate nella tabella seguente:

b	1000	[mm]
h	500	[mm]
d	450	[mm]
Rck	30	[MPa]
k	1,667	[-]
ro1	0,03	[-]
f_{ck}	24,9	[MPa]
γ_C	1,5	[-]

σ_{cp}	15,28	[MPa]
b_w	500	[mm]
d	450	[mm]
n.ferri long	5	[-]
Φ_{long}	20	[mm]
A_{sl}	1570,80	[mmq]
v_{min}	0,38	[-]

Per elementi che non necessitano armatura specifica a taglio si considera la azione resistente indotta sulla sezione dalla presenza dei ferri longitudinali e dalla resistenza del calcestruzzo calcolati secondo le prescrizioni da normativa vigente (D.M. 14/01/2008 §4.1.2.1.3.1):

V_{Rd} (kN)	V_{min} (kN)
715,03	600,25

$V_{Rd} = 715{,}03$ [kN]

Confrontando i valori di resistenza di progetto con i valori di azione, la condizione di verifica a taglio ($V_{Rd} > V_{Ed}$) risulta soddisfatta.

5.6 Verifica degli elementi: Muro in elevazione

5.6.1 Descrizione

Il muro in elevazione della spalla in esame ha sezione costante per tutta la sua estensione. Le dimensioni sono riportate al capitolo 5.1 della presente Relazione. Di seguito si riporta lo schema di armatura adottato:

Ferri	Diametro [mm]	Passo [cm]	Identificativo negli elaborati grafici
Longitudinali	1+1Φ 22	20,00	13 – 14
Trasversali	1+1Φ 16	30,00	25 - 26

5.6.2 Modello assunto

Le verifiche sono condotte considerando una mensola di larghezza unitaria incastrata alla base. I carichi applicati nella combinazione più gravosa per l'elemento, sono rapportati alla larghezza totale del muro ed applicati alla mensola fittizia.

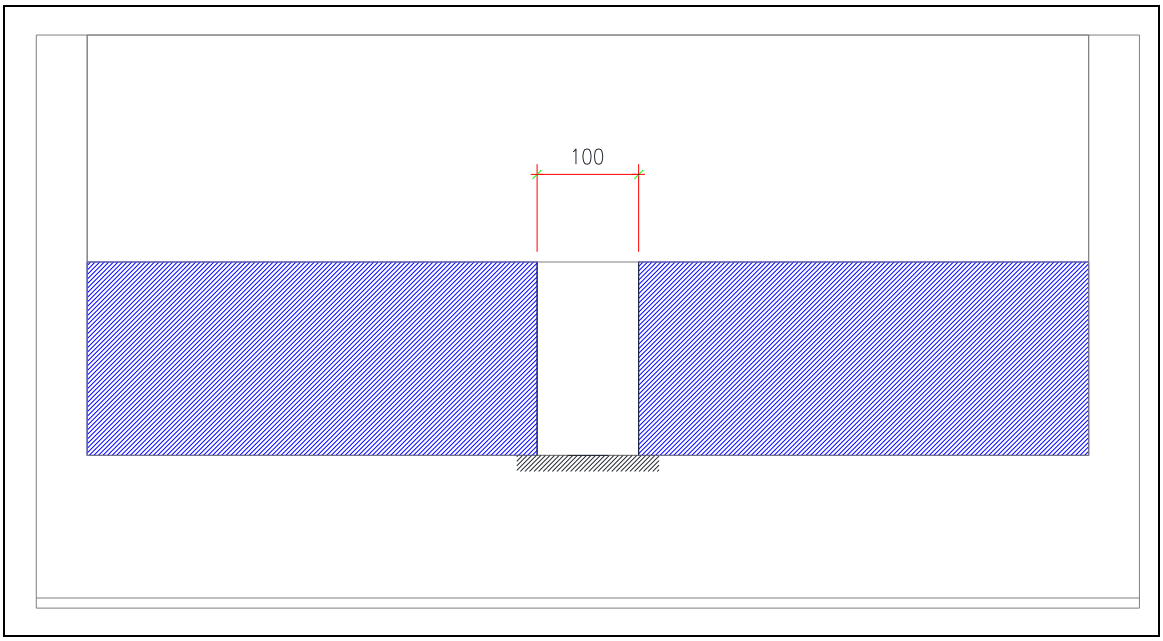


Figura 5-29: Spalla A - Schema statico equivalente assunto per muro in elevazione

In sono riportate le componenti di carico considerate per le verifiche dell'elemento.

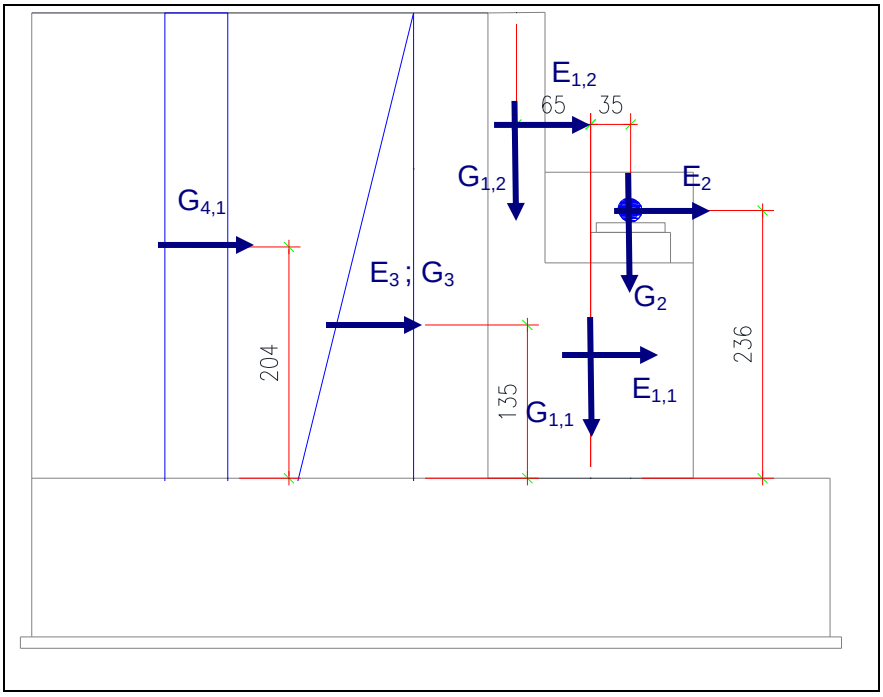


Figura 5-30: Spalla A - Centri di applicazione azioni per muro in elevazione

Le azioni sono calcolate nella combinazione più gravosa corrispondente alla combinazione sismica:

Carichi	eccentricità [m]	FH [kN]	FV [kN]	My [kNm]
$G_{1,1}$	0,00	-	927,68	0,00
$G_{1,2}$	-0,65	-	302,44	-196,59
G_2	0,35	-	1785,12	624,79
G_3	1,35	898,91	-	1213,53
G_4	2,04	481,13	-	981,51
$E_{1,1}$	0,85	171,62	-	145,88
$E_{1,2}$	3,01	55,95	-	168,41
E_2	2,36	1035,15	-	2442,95
E_3	1,35	60,18	-	81,24

Sommando le singole componenti si ottengono le risultanti delle azioni agenti sull'elemento in esame:

$F_{V,tot} = 3015{,}24$ [kN]

$F_{H,tot} = 2702{,}94$ [kN]

$M_{X,tot} = 5461{,}72$ [kNm]

Rapportando i valori complessivi alla larghezza dell'elemento in esame si ottengono i valori di azione di progetto rispetto ai quali verificare la struttura:

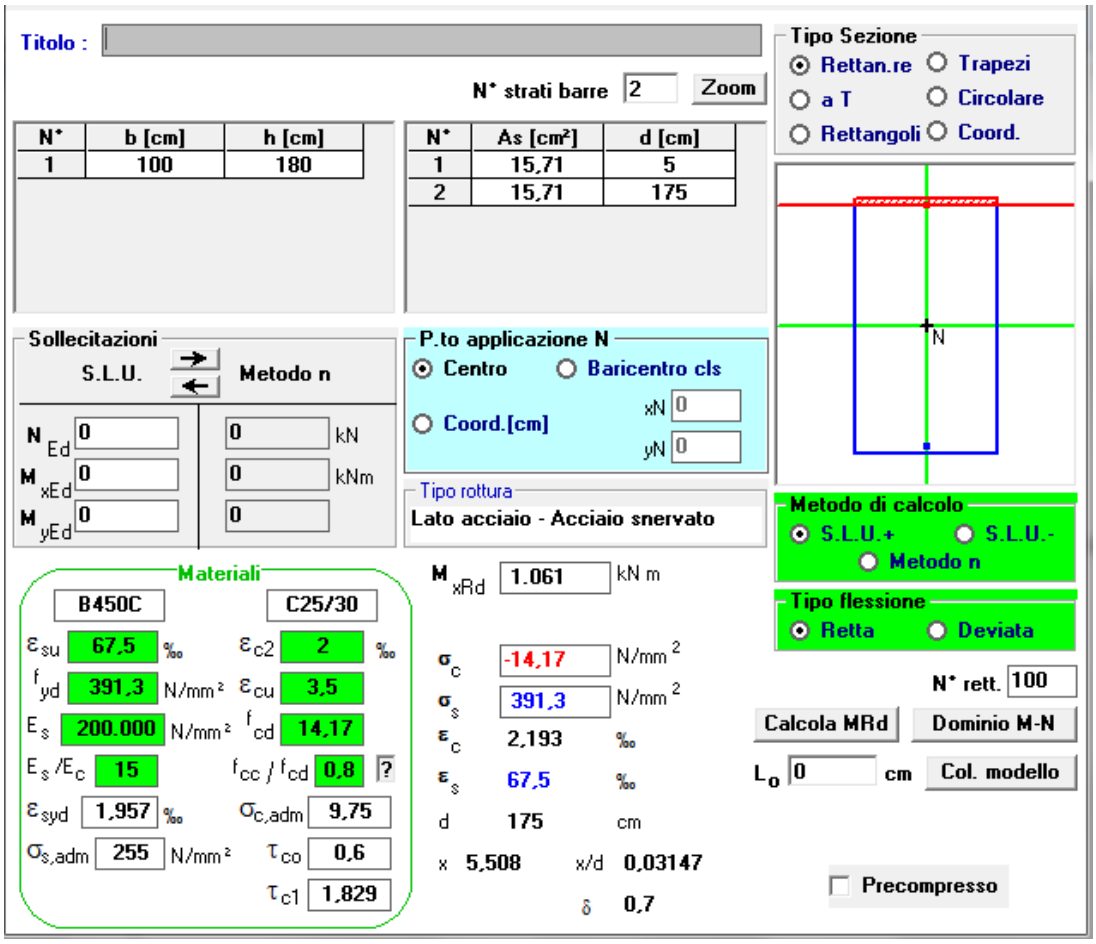
$F_{V,Ed} = 277{,}90$ [kN]

$F_{H,Ed} = 249{,}12$ [kN]

$M_{X,Ed} = 503{,}38$ [kNm]

5.6.3 Verifica a presso-flessione

La verifica a presso-flessione è condotta considerando la armatura longitudinale presente nella mensola fittizia di larghezza unitaria:



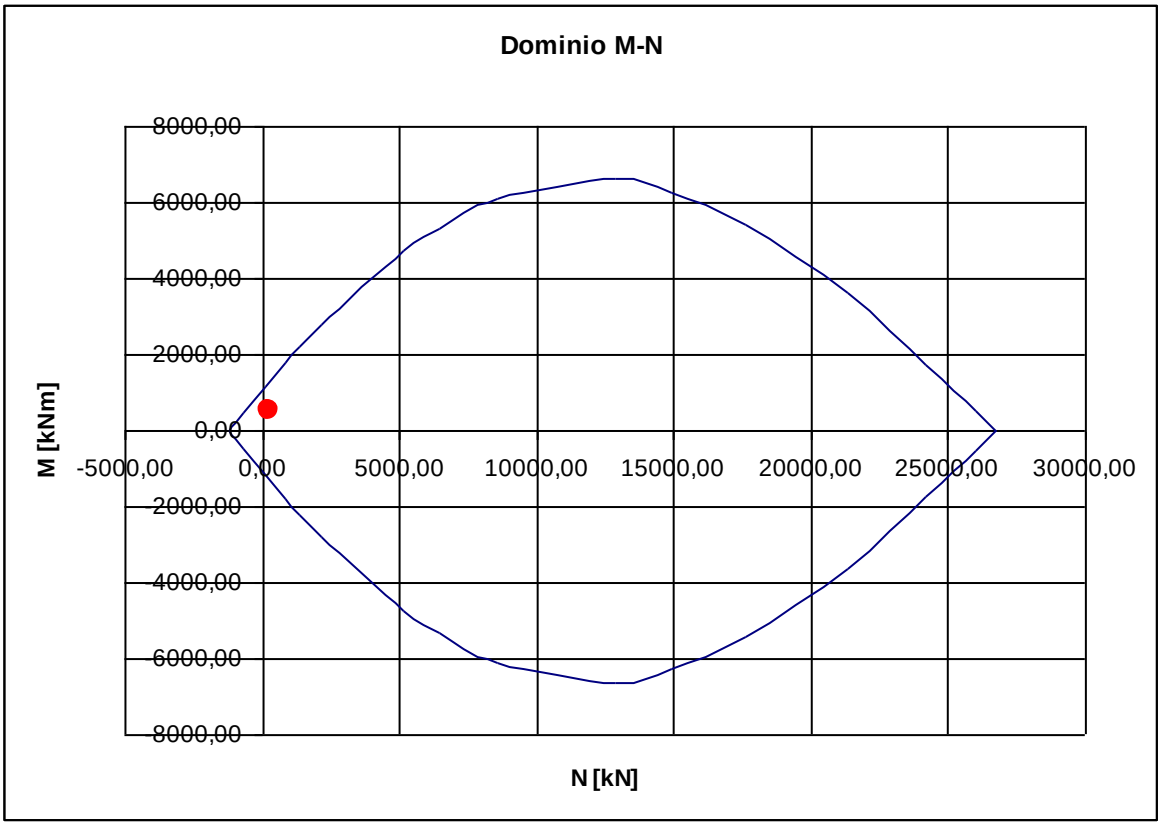


Figura 5-31: Spalla A - Dominio M-N muro in elevazione

I valori di carico verticale e momento flettente di progetto ricade all'interno del dominio M-N proprio dell'elemento strutturale in esame.

La condizione di verifica risulta soddisfatta

5.6.4 Verifica a taglio

Le caratteristiche della sezione di c.a. corrispondente al muro in elevazione sono riportate nella tabella seguente:

b	1000	[mm]
h	1800	[mm]
d	1750	[mm]
Rck	30	[MPa]

k	1,338	[-]
ro1	0,00	[-]
f_{ck}	24,9	[MPa]
γ_C	1,5	[-]
σ_{cp}	15,28	[MPa]
b_w	1000	[mm]
d	1750	[mm]
n.ferri long	5	[-]
Φ_{long}	20	[mm]
A_{sl}	1570,80	[mmq]
v_{min}	0,27	[-]

Per elementi che non necessitano armatura specifica a taglio si considera la azione resistente indotta sulla sezione dalla presenza dei ferri longitudinali e dalla resistenza del calcestruzzo calcolati secondo le prescrizioni da normativa vigente (D.M. 14/01/2008 §4.1.2.1.3.1):

V_{Rd} (kN)	V_{min} (kN)
4639,22	4484,06

$V_{Rd} = 4639{,}22$ [kN]

Confrontando i valori di resistenza di progetto con i valori di azione, la condizione di verifica a taglio ($V_{Rd} > F_{H,Ed}$) risulta soddisfatta.

5.7 Verifica degli elementi: Soletta di fondazione

5.7.1 Descrizione

La fondazione della spalla in esame è costituita da una soletta rettangolare in pianta con spessore costante pari a 1,40 m. Le dimensioni della struttura fondazionale sono riportate nel capitolo 5.1 della presente Relazione.

La soletta poggia direttamente sullo strato lito-stratigrafico, denominato come “strato 1” nella modellazione geotecnica, a cui corrispondono i parametri geotecnici di resistenza riportati al capitolo 3 della presente Relazione.

La struttura è armata secondo lo schema riportato nella tabella sottostante.

Ferri	Diametro [mm]	Passo [cm]	Identificativo negli elaborati grafici
Longitudinali	1+1Φ 22	20,00	3
Trasversali	1+1Φ 22	20,00	1 – 2
Distanziatori	Φ 20	1/mq	4
Ferri di attesa	1+1Φ 22	20,00	5-6

5.7.2 Modello assunto

Dato il collegamento rigido con le strutture in elevazione, si assume come schema statico equivalente, quello di una mensola di larghezza unitaria, incastrata ad un estremo come riportato in Figura 5-32

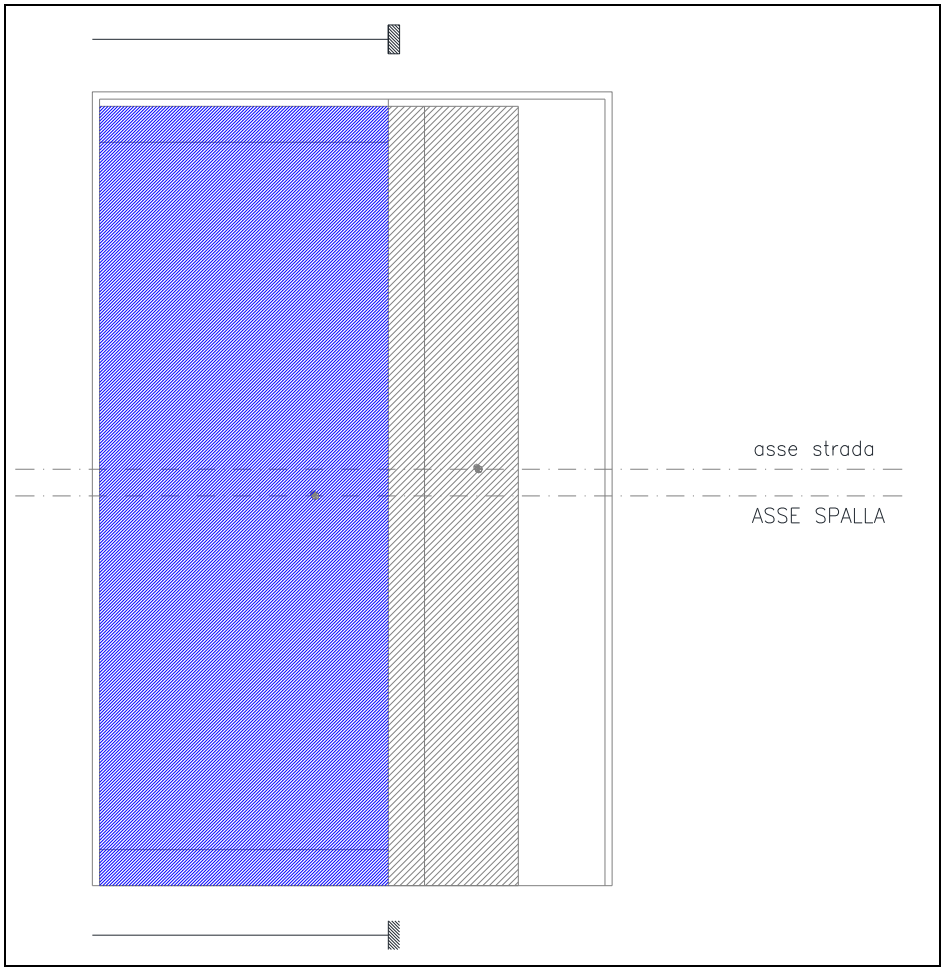


Figura 5-32: Spalla A - Schema statico equivalente per fondazione

Sulla mensola sono esercitati i carichi verticali indotti dal terreno di riempimento comprensivo del peso dovuto alla sede stradale sovrastante e la risposta del terreno.

La reazione del terreno è calcolata come la azione opposta alla pressione indotta dalla struttura sul terreno sottostante nelle diverse combinazioni di carico adottate, calcolata in funzione dei carichi verticali e dei momenti trasmessi alla struttura rapportati alla geometria dell'area caricata secondo la formula di Navier:

$$\sigma_{+}^{-} = \frac{F_V}{A} \mu \frac{M_Y}{W} .$$

Gli stati di carico risultanti sono riportati in Figura 5-33

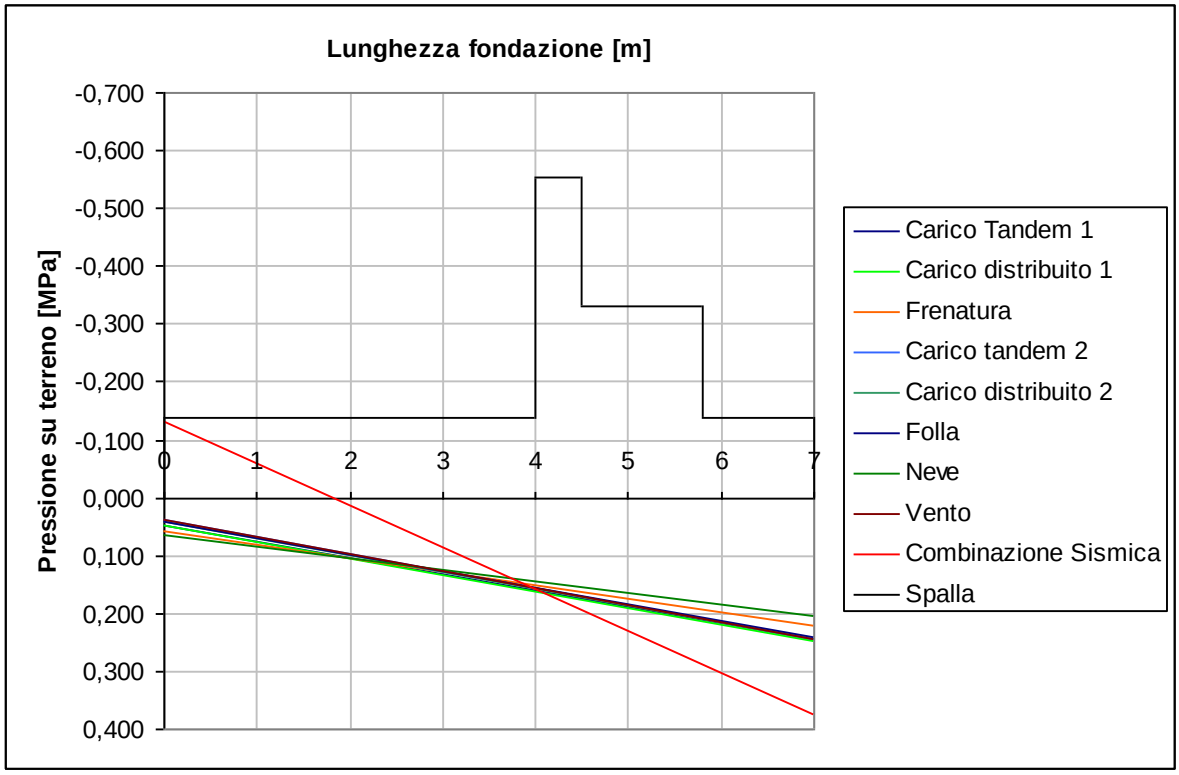


Figura 5-33: Spalla A - Reazione del terreno nelle combinazioni considerate per verifica fondazione

Considerando le azioni indotte dai carichi permanenti dovuti al peso del terreno di riempimento e dalla sede stradale sovrastante, si calcolano il momento ed il taglio agenti nella sezione più critica della struttura in esame corrispondente alla giunzione fra soletta di fondazione e muro in elevazione.

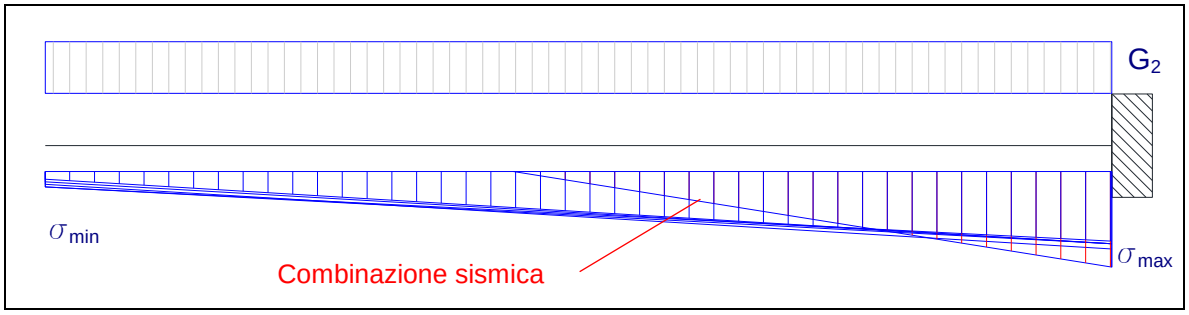


Figura 5-34: Spalla A – Schema statico di carico assunto (si evidenzia che la combinazione sismica induce una risposta del terreno parzializzata)

5.7.3 Verifica a presso-flessione

Si riportano in Figura 5-35 i diagrammi del momento flettente agente sulla mensola fittizia calcolati in funzione delle diverse combinazioni di carico.

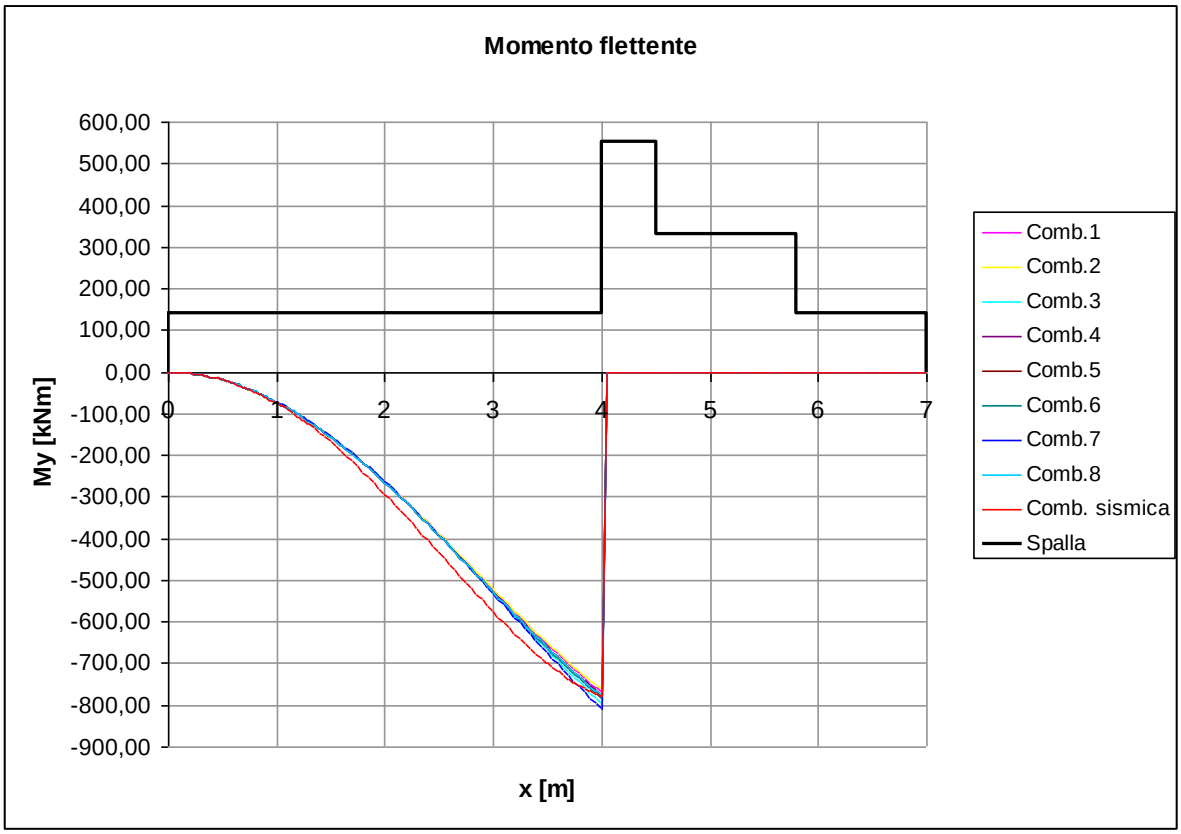
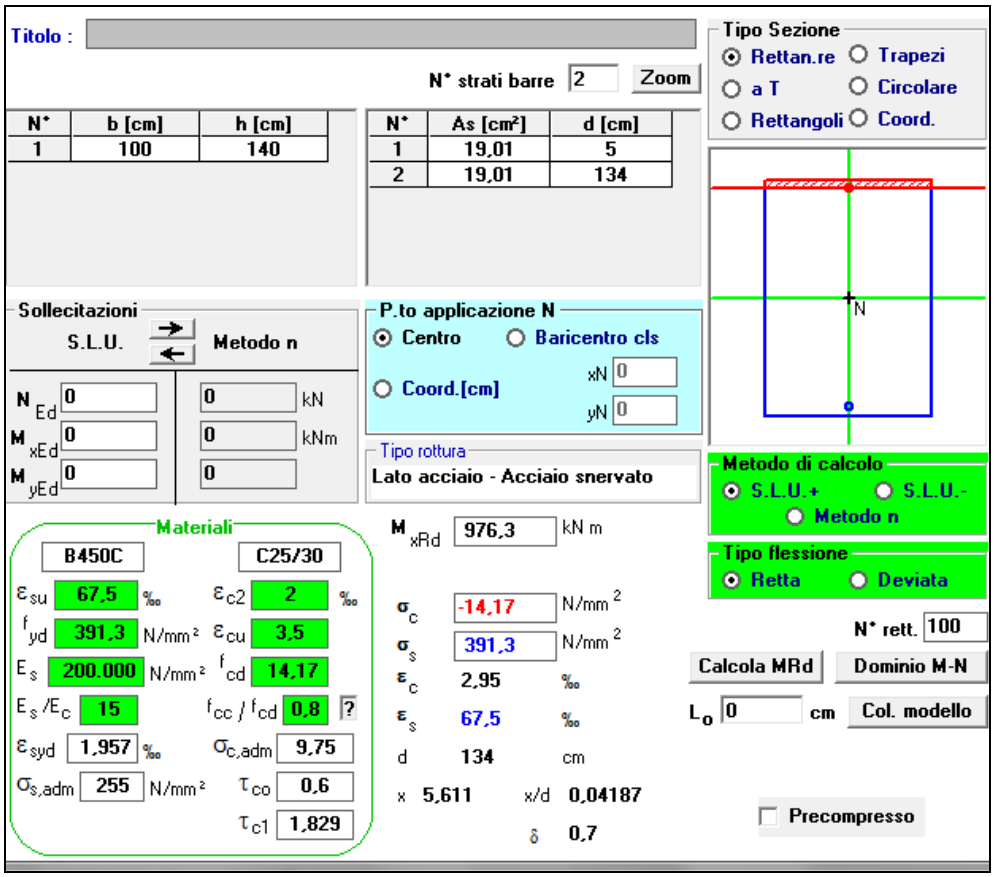


Figura 5-35: Spalla A - Diagrammi momento flettente su soletta di fondazione

Considerando l'armatura adottata per la struttura in esame si ottiene il dominio M-N riportato in Figura 5-36

La condizione di verifica prevede che la sollecitazione flettente massima indotta dalle azioni sulla sezione sia contenuta entro il dominio proprio della sezione stessa.



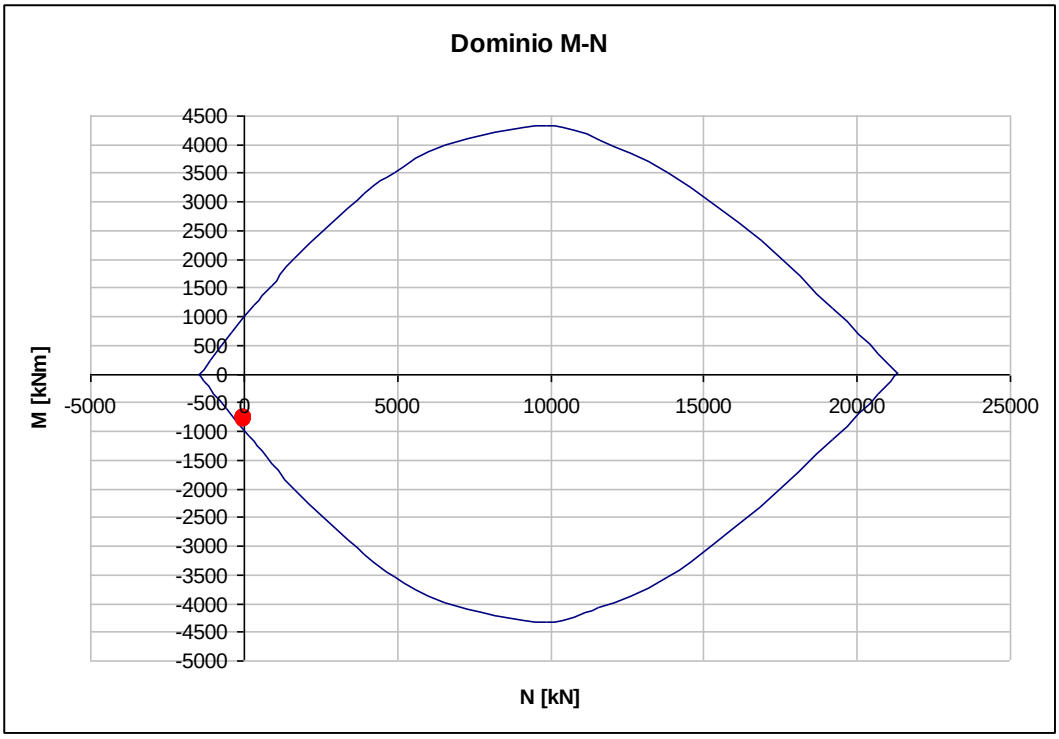


Figura 5-36: Spalla A - Dominio M-N per soletta di fondazione

I momenti risultanti dalle combinazioni considerate ricadono all'interno del dominio M-N. La condizione di verifica a presso-flessione della sezione è, quindi, soddisfatta.

5.7.4 Verifica a taglio

Analogamente a quanto condotto per la verifica a presso-flessione, anche per la verifica a taglio si considerano le sollecitazioni indotte dai carichi agenti sulla soletta e dalla risposta del terreno, per le diverse combinazioni di carico.
I risultati sono riportati in forma grafica nel diagramma di Figura 5-37

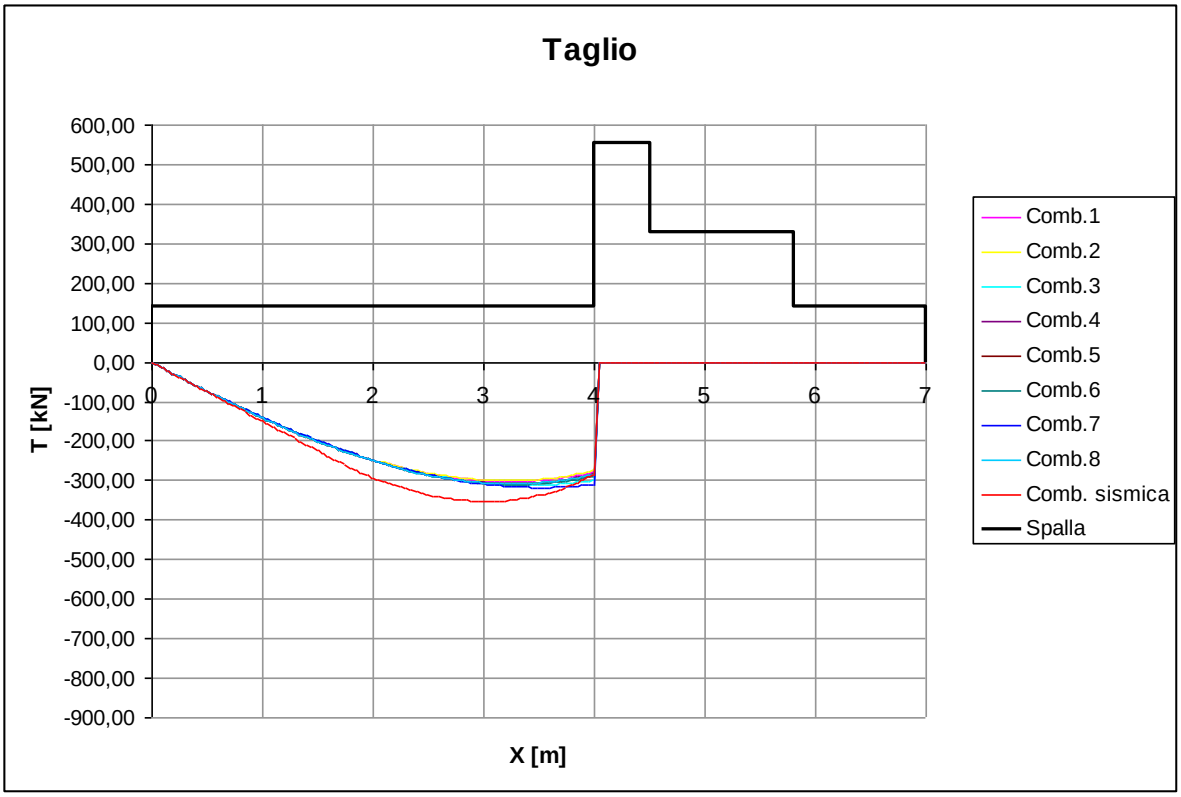


Figura 5-37: Spalla A - Diagramma taglio agente su soletta di fondazione

Il valore massimo di sollecitazione tagliante risulta essere:

$V_{\max} = V_{Ed} = 309{,}18$ [kN]

Corrispondente alla combinazione n.7 (carico neve come carico accidentale prevalente).

Le caratteristiche della sezione di c.a. corrispondente alla sezione della soletta di fondazione sono riportate nella tabella seguente:

b	1000	[mm]
h	1400	[mm]
d	1350	[mm]

Rck	30	[MPa]
k	1,385	[-]
ro1	0,01	[-]
f_{ck}	24,9	[MPa]
γ_C	1,5	[-]
σ_{cp}	15,28	[MPa]
b_w	1000	[mm]
d	1350	[mm]
n.ferri long	5	[-]
Φ_{long}	22	[mm]
A_{sl}	1900,66	[mmq]
v_{min}	0,28	[-]

Per elementi che non necessitano armatura specifica a taglio si considera la azione resistente indotta sulla sezione dalla presenza dei ferri longitudinali e dalla resistenza del calcestruzzo calcolati secondo le prescrizioni da normativa vigente (D.M. 14/01/2008 §4.1.2.1.3.1):

V_{Rd} (kN)	V_{min} (kN)
3676,99	3478,46

$V_{Rd} = 3676{,}99{,}22$ [kN]

Confrontando i valori di resistenza di progetto con i valori di azione, la condizione di verifica a taglio ($V_{Rd} > V_{Ed}$) risulta soddisfatta.

5.8 Verifiche globali

5.8.1 Premessa

Nel presente capitolo si considerano le verifiche globali che ineriscono la spalla A: La struttura è considerata come corpo rigido e viene verificata secondo lo stato limite di tipo geologico (A2+M2+R2) a:

- scorrimento sul piano di posa
- pressione limite sul terreno.

L'approccio prevede una riduzione dei parametri geotecnici di resistenza del terreno sottostante la struttura secondo i coefficienti prescritti da normativa vigente e riportati nella tabella seguente:

Parametro		M2
Tangente angolo resistenza	tg (φ'k)	1,25
Coesione efficace	c'k	1,25
Resistenza non drenata	cuk	1,40
Peso per unità di volume	γ	1,00

Il fattore di sicurezza per le diverse verifiche è assunto come prescritto da normativa vigente

Fattore di resistenza	R2
Capacità portante della fondazione	1,00
Scorrimento	1,00

Facendo riferimento ai coefficienti previsti per lo stato limite considerato si ottengono le seguenti risultanti di carico per le diverse combinazioni di carico:

Comb	1	2	3	4	5	6	7	8
G_1	7440,41	7440,41	7440,41	7440,41	7440,41	7440,41	7440,41	7440,41
G_2	2320,65	2320,65	2320,65	2320,65	2320,65	2320,65	2320,65	2320,65
G_3	1254,34	1254,34	1254,34	1254,34	1254,34	1254,34	1254,34	1254,34
$G_{4,1}$	235,73	235,73	235,73	235,73	235,73	235,73	235,73	235,73
$G_{4,2}$	506,47	506,47	506,47	506,47	506,47	506,47	506,47	506,47
$Q_{1,1}$	1150,00	862,50	460,00	862,50	646,88	646,88	0,00	862,50
$q_{1,2}$	229,96	574,89	229,96	91,98	229,96	91,98	0,00	229,96
q_f	0,00	94,98	94,98	178,09	178,09	237,45	0,00	0,00
Q_2	154,56	160,99	77,28	106,90	98,21	82,75	0,00	122,36
Q_3	0,00	0,00	0,00	201,59	201,59	201,59	0,00	201,59
$Q_{5,V}$	28,48	28,48	28,48	28,48	28,48	28,48	28,48	47,47
$Q_{5,N}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	490,52	0,00
Q_7	184,19	184,19	184,19	184,19	184,19	184,19	184,19	184,19

Per la combinazione sismica i coefficienti rimangono quelli utilizzati nelle verifiche precedenti:

Componenti	Coefifcienti	Azioni [kN]
G_1	1	7440,41
G_2	1	1785,12
G_3	1	964,88

Componenti	Coefifcienti	Azioni [kN]
$G_{4,1}$	1	389,59
$G_{4,2}$	0	181,33
$Q_{1,1}$	0	0
$q_{1,2}$	0	0
q_f	0	0
Q_2	0	0
Q_3	0	0
$Q_{5,V}$	0	0
$Q_{5,N}$	0	0
Q_7	0	0
E_1	1	1374,73
E_2	1	1033,83
E_3	1	764,23

Sommando fra loro i valori di azione delle singole componenti di carico si ottengono i seguenti valori di risultanti nelle direzioni verticale e orizzontale (direzione parallela all'asse della strada) e di momento flettente calcolato rispetto al punto denominato "O" (vedi Figura 5-38).

Nella tabella seguente sono riportati i valori delle risultanti.

Comb	1	2	3	4	5	6	7	8	Sismica
F_V [kN]	11141,02	11293,44	10546,01	10893,64	10815,99	10737,38	10251,58	10853,52	9225,53
$F_{H,long}$ [kN]	2335,28	2341,72	2258,00	2489,22	2480,53	2465,07	2180,73	2504,68	3944,36
$F_{H,trasv}$ [kN]	28,48	28,48	28,48	28,48	28,48	28,48	28,48	47,47	2408,56
M_Y [kNm]	30271,17	30514,67	29632,52	28892,95	28801,30	28748,29	29549,95	28726,33	9788,27

Il verso di positività assunto per le azioni ed i momenti è riportato Figura 5-38

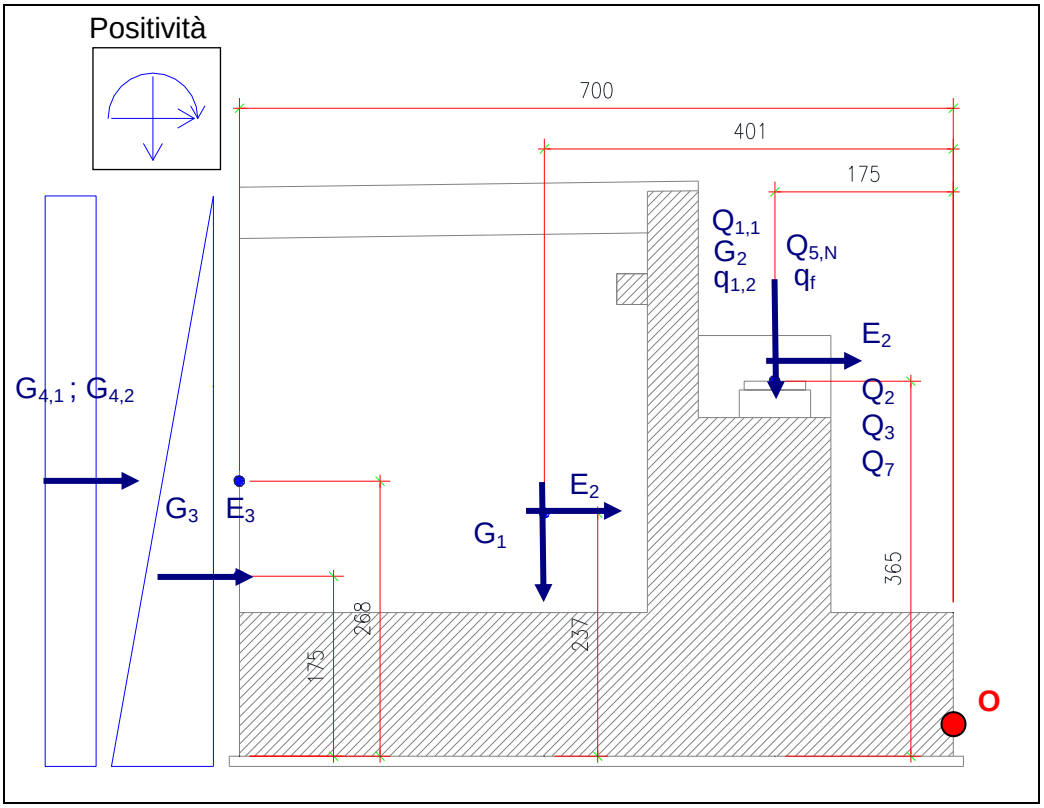


Figura 5-38: Spalla A - Spalla A - Ubicazione centri di applicazione azioni

Sommando i valori delle varie componenti di carico si ottengono le azioni risultanti distinti in funzione della direzione di applicazione e il momento risultante dato dalla differenza fra i momenti indotti dai carichi verticali (considerati come stabilizzanti) e quelli indotti dai carichi orizzontali (considerati instabilizzanti).

I risultati sono portati schematicamente nella tabella seguente:

Comb	1	2	3	4	5	6	7	8	Sismica
F_V	11141,02	11293,44	10546,01	10893,64	10815,99	10737,38	10251,58	10853,52	9225,53
$F_{H,long}$	2335,28	2341,72	2258,00	2489,22	2480,53	2465,07	2180,73	2504,68	3944,36
$F_{H,trasv}$	28,48	28,48	28,48	28,48	28,48	28,48	28,48	47,47	2408,56

M_Y	30271,17	30514,67	29632,52	28892,95	28801,30	28748,29	29549,95	28726,33	9788,27

5.8.2 Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento si considera la resistenza per attrito fornita dal terreno al di sotto della fondazione calcolato secondo la formula:

$$F_{Rd} = F_V \cdot tg(\delta_d)$$

Dove:

F_V : risultante dei carichi verticali

δ_d : angolo di attrito fondazione-terreno ridotto secondo i coefficienti prescritti da normativa per l'approccio tipo GEO

In assenza di informazioni più specifiche, si assume in forma conservativa un valore di angolo di attrito in funzione dell'angolo di attrito interno del terreno al di sotto della fondazione secondo la formula empirica:

$$\delta = \frac{2}{3} \cdot \phi$$

Per le verifiche a scorrimento si assumono i seguenti valori di progetto:

Tangente angolo di attrito	tg(ϕ_d)	0,70
Angolo di attrito interno	ϕ_d	35
Angolo di attrito terreno-	δ_d	23
Coefficiente di attrito	tg(δ_d)	0,43

In Figura 5-39 sono riportati in forma diagrammata i valori di fattore di sicurezza per le diverse combinazioni di carico ottenuto secondo la formula:

$$FS = \frac{F_{Rd}}{F_{Ed}}$$

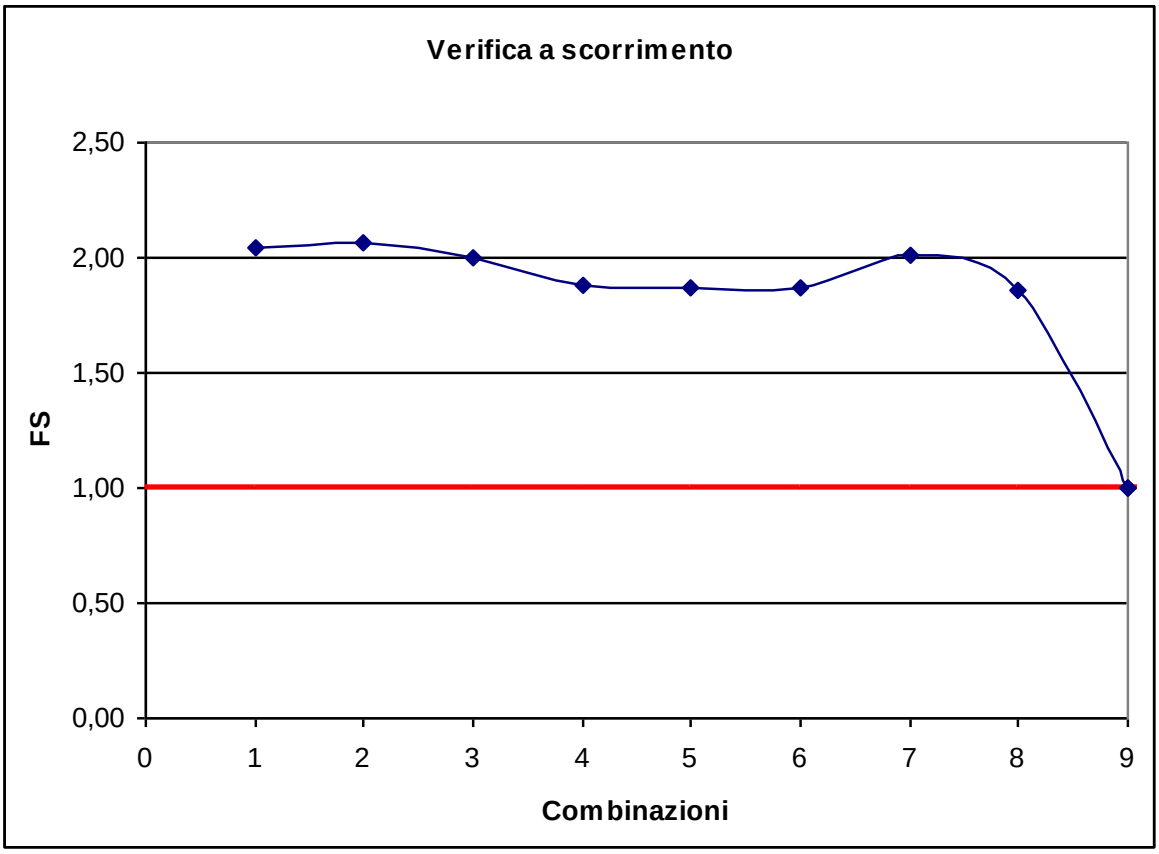


Figura 5-39: Spalla A – Andamento fattore di sicurezza per verifica a scorrimento

Il caso più gravoso corrisponde alla combinazione sismica per la quale il fattore di sicurezza risulta pressoché coincidente con il valore limite ammesso.

Per tutte le combinazioni la verifica risulta soddisfatta.

5.8.3 Verifica portata limite del terreno

Con riferimento ai valori riportati al capitolo della presente Relazione, si considera la condizione di verifica:

$$\frac{q_{\lim}}{\sigma_{\max,Ed}} > 1$$

Dove

$q_{\lim}$: pressione limite del terreno sottostante la struttura

$\sigma_{\max,Ed}$: pressione massima di progetto calcolata in funzione delle diverse combinazioni di carico

La pressione limite del terreno è stata calcolata facendo riferimento alla trattazione di Brinch-Hansen:

$$q_{\lim} = 1/2 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N\gamma \cdot s\gamma \cdot i\gamma \cdot b\gamma \cdot g\gamma + c' \cdot Nc \cdot sc \cdot dc \cdot ic \cdot bc \cdot gc + q' \cdot Nq \cdot sq \cdot dq \cdot iq \cdot bq \cdot gq$$

Dove i parametri hanno i seguenti significati:

B: lato dell'area caricata

Nγ,c,q: fattori di capacità portante stimati in funzione dell'angolo di attrito interno ϕ_d

sγ,c,q: coefficienti di forma

dγ,c,q: coefficienti di profondità

iγ,c,q: coefficienti di inclinazione

bγ,c,q: coefficienti di inclinazione piano di posa

gγ,c,q: coefficienti di inclinazione del piano campagna

γ: peso per unità di volume del terreno indagato

c': coesione efficace del terreno

q: carico applicato al terreno per unità di superficie

Nel caso in esame i coefficienti di inclinazione sono assunti pari a 1 essendo tutta la struttura posta in piano senza inclinazioni.

I coefficienti di forma e di profondità sono anch'essi assunti pari a 1.

I fattori di capacità sono calcolati in funzione dell'angolo di attrito interno del terreno ridotto secondo i coefficienti previsti per l'approccio di tipo GEO:

ϕ_d	N_c	N_q	N_γ
34,82	15,14	16,92	20,08

Sostituendo i valori alla formula si ottiene la capacità limite di progetto del terreno presente al di sotto della struttura:

$q_{lim} = 2{,}85$ [MPa]

Il calcolo della pressione esercitata sul terreno è eseguito secondo la formula di Navier considerando le azioni verticali ed i momenti complessivi indotti dalle diverse combinazioni di carico:

Comb	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**Sismica**
F_V	11141,02	11293,44	10546,01	10893,64	10815,99	10737,38	10251,58	10853,52	9225,53
M_Y	30271,17	30514,67	29632,52	28892,95	28801,30	28748,29	29549,95	28726,33	9788,27

L'andamento delle pressioni esercitate sul terreno è riportato in Figura 5-40.
Dal diagramma si nota come tutte le combinazioni considerate negli stati limite ultimi (combinazione fondamentale) comportano una totale compressione dell'area al di sotto della spalla, mentre nel caso della combinazione sismica, per effetto delle azioni orizzontali indotte dall'evento sismico sulle masse inerziali, si verifica una parzializzazione della sezione.

I valori di pressione esercitata sono riportati nella tabella sottostante:

Comb	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**Sismica**
σ_{max} [MPa]	0,24	0,25	0,22	0,25	0,24	0,24	0,21	0,25	0,37
σ_{min} [MPa]	0,05	0,05	0,06	0,04	0,04	0,04	0,06	0,04	-0,13

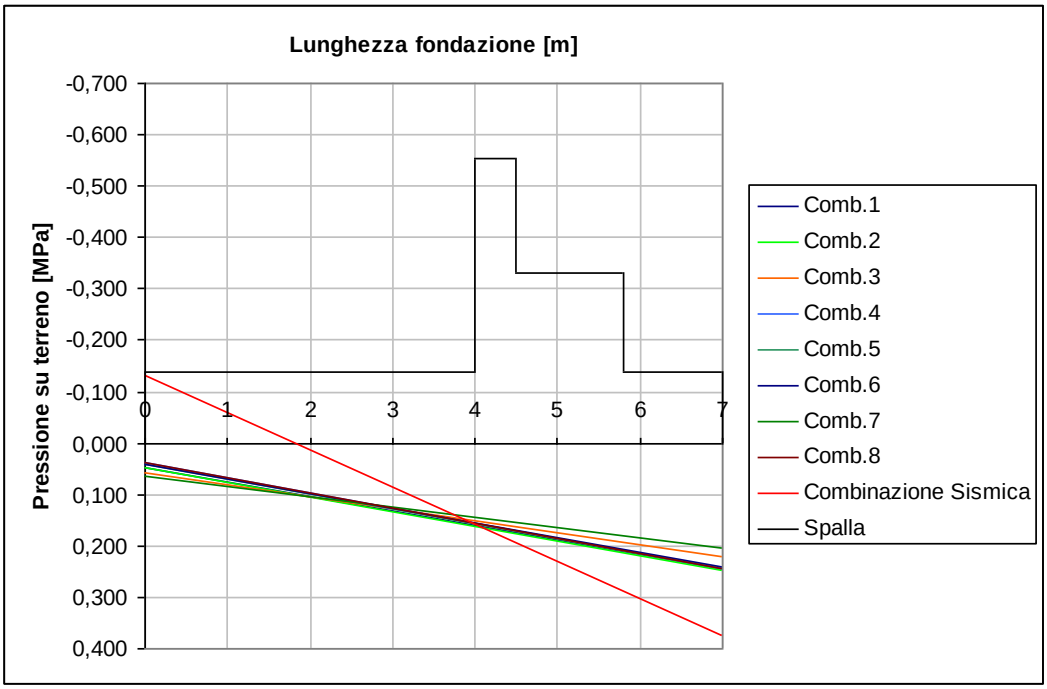


Figura 5-40: spalla A - Pressione esercitata sul terreno di base in funzione delle combinazioni di carico

In Figura 5-41 si riportano i valori di fattore di sicurezza calcolato come rapporto fra portata limite del terreno e pressione esercitata dalla struttura.

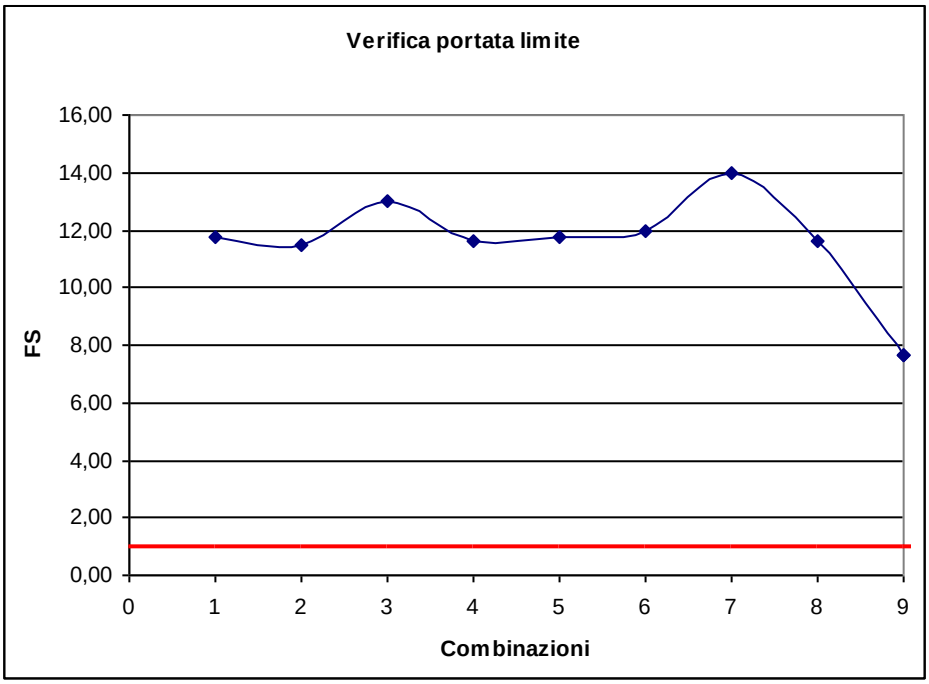


Figura 5-41: Spalla A – Andamento fattori di sicurezza per portata limite del terreno

Tutte le combinazioni comportano pressioni inferiori alla portata limite del terreno, pertanto la verifica è soddisfatta.

6 SPALLA IN DESTRA IDRAULICA (SPALLA “B”)

6.1 Premessa

La struttura è stata modellata attraverso il programma di calcolo FEM ProSap, prodotto dalla “2S.I. Software e Servizi per l’Ingegneria s.r.l., Ferrara”.

Si è eseguita una modellazione tridimensionale della spalla attraverso l’utilizzo di elementi “platee” di spessore variabile.

Le azioni statiche e sismiche prodotte dall’impalcato poggiante su di essa sono state simulate attraverso l’applicazione delle forze corrispondenti sui singoli appoggi.

La modellazione dei tiranti di ancoraggio è stata eseguita attraverso l’utilizzo di elementi “beam” non lineari, reagenti a solo sforzo assiale di trazione.

Il pretensionamento su quest’ultimi è stato simulato con forze concentrate, di valore pari al pretensionamento di esercizio, poste in direzione assiale agli elementi.

Si riporta di seguito la geometria della spalla.

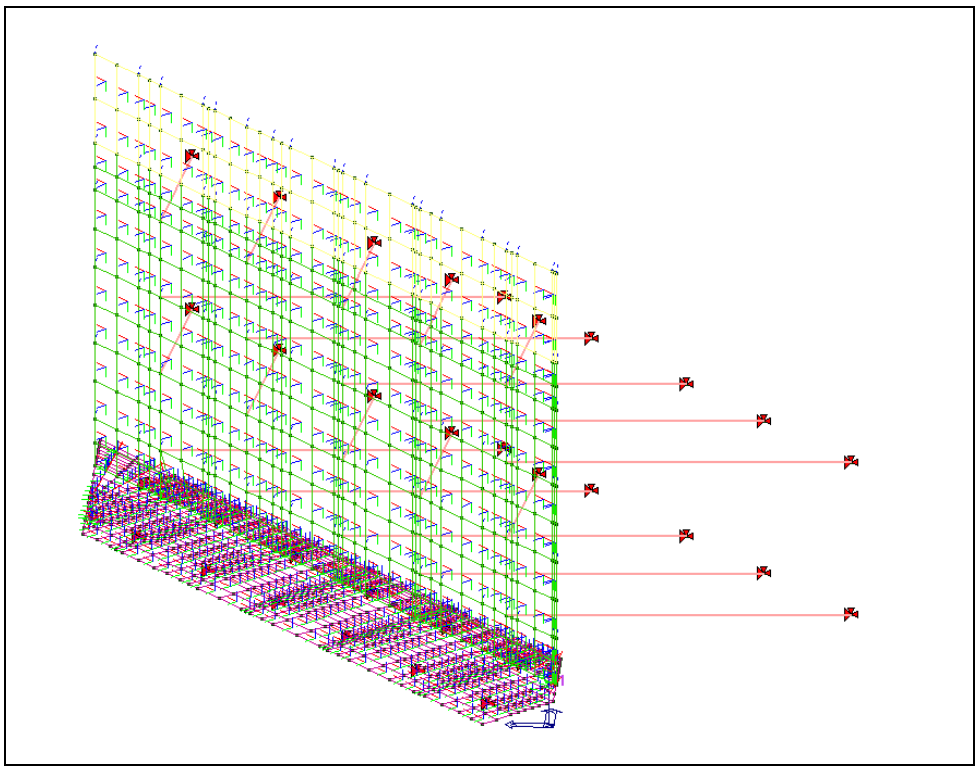


Figura 6-1

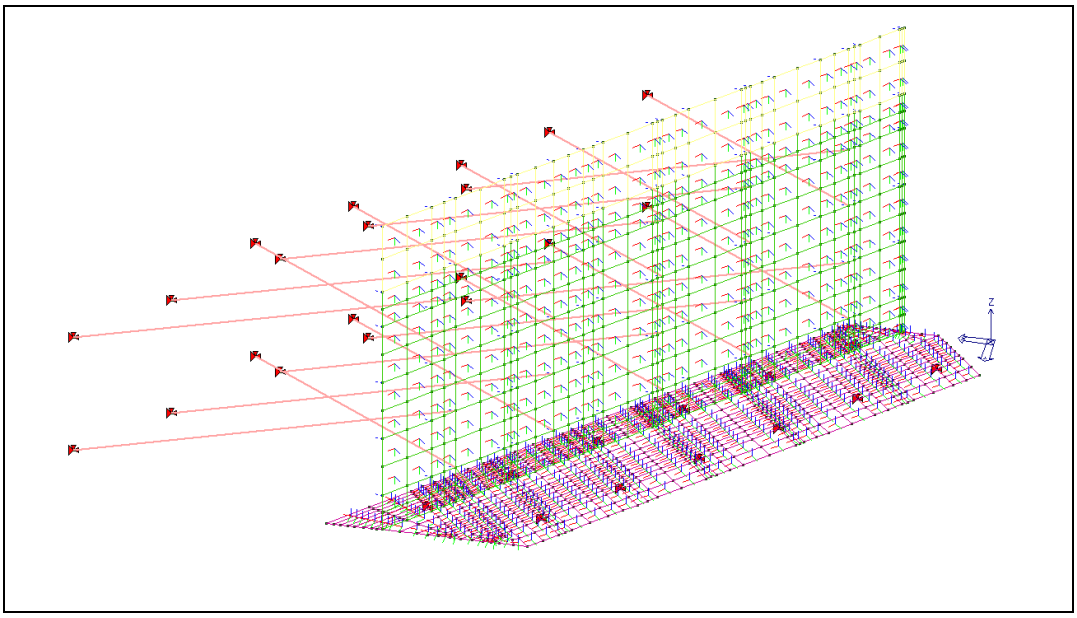


Figura 6-2

6.2 Descrizione dell'opera

Si riporta di seguito la geometria del modello di calcolo:

Profondità	15.85	[m]
Altezza spalla	7.65	[m]
Altezza paraghiaia	2.1	[m]
Altezza platea di fondazione	1.2	[m]
Spessore spalla	2.0	[m]
Spessore paraghiaia	0.5	[m]
Spessore platea di fondazione	4.05	[m]
n. tiranti di ancoraggio	20	[-]
Inclinazione rispetto all'orizzontale	15	[°]

Per un maggiore dettaglio si rimanda agli elaborati grafici specifici.

6.3 Analisi dei carichi

6.3.1 Carichi permanenti

Carichi permanenti strutturali:

1)	Peso proprio

PARAGHIAIA

Lunghezza paraghiaia	Ltot	15,84	[m]
altezza in elevazione	Hp	2,12	[m]
spessore in testa	a1	0,50	[m]
spessore in base	(a2-a1)	0,50	[m]
inclinazione paramento muro	$\beta 1$	0,00	(°)
Ascissa baricentro rispetto baricentro fondazione	Xg	1,55	[m]
Ordinata baricentro rispetto baricentro fondazione	Yg	9,30	[m]
Volume	**Vp**	**16,79**	

MURO

lunghezza muro	Lm	15,84	
altezza	Hm	7,64	[m]
Spessore in testa	a2	2,00	[m]
Spessore in base	a2	2,00	[m]
Ascissa baricentro rispetto baricentro fondazione	Xg	0,80	[m]
Ordinata baricentro rispetto baricentro fondazione	Yg	4,42	[m]
Volume	**Vm**	**242,04**	**[mc]**

SOLETTA DI FONDAZIONE

Altezza	Hs	1,20	[m]
Suola di monte (non presente)	a4	0,00	[m]
Suola di valle	a3	1,60	[m]
Lunghezza base	B	3,60	[m]
Larghezza fondazione	Lf	15,84	[m]
Sporto rispetto muri	a5	0,00	[m]
Ascissa baricentro rispetto C	Xg	0,00	[m]
Ordinata baricentro rispetto C	Yg	0,60	[m]
Volume	**Vs**	**68,43**	**[mc]**

Volume complessivo del muro (mc)	
Vtot	**327,25**

Peso proprio totale spalla	**8181,36**	[kN]

Carichi permanenti portati:

IMPALCATO 37 m

g2

1b **Peso proprio e perm. portato**

Travi

Geometria	Numero	5	[-]
	Area Sezione	0,88	[mq]
	L calcolo	35,6	[m]
	L trave	36,8	[m]
	Volume	32,4	[mc]
	Peso componente travi	**4048**	[kN]

Soletta

Geometria	Spessore marciapiede sx	0,3	[m]
	Spessore marciapiede dx	0,3	[m]
	Spessore carreggiata	0,25	[m]
	L soletta	36,8	[m]
	Larghezza marciapiede sx	2,3	[m]
	Larghezza marciapiede dx	1,55	[m]
	Larghezza nella carreggiata	7	[m]
	Volume	106,9	[mc]
	Peso componente soletta	**2672,6**	[kN]

Traversi di testata

Geometria	Numero	2	[-]
	Altezza traverso	1,8	[m]
	Base	0,4	[m]
	lunghezza	10,85	[m]
	Area Sezione	0,72	[mq]
	Volume	7,8	[mc]
	Peso componente testata	**390,6**	[kN]

Pacchetto stradale

Lunghezza tratto bituminato	28,98	[m]
Larghezza pavimentazione	7	[m]
Peso componente pacchetto stradale	**608,58**	[kN]

Guard rail

Lunghezza totale	73,6	[m]
Peso componente Guard Rail	**110,4**	[kN]

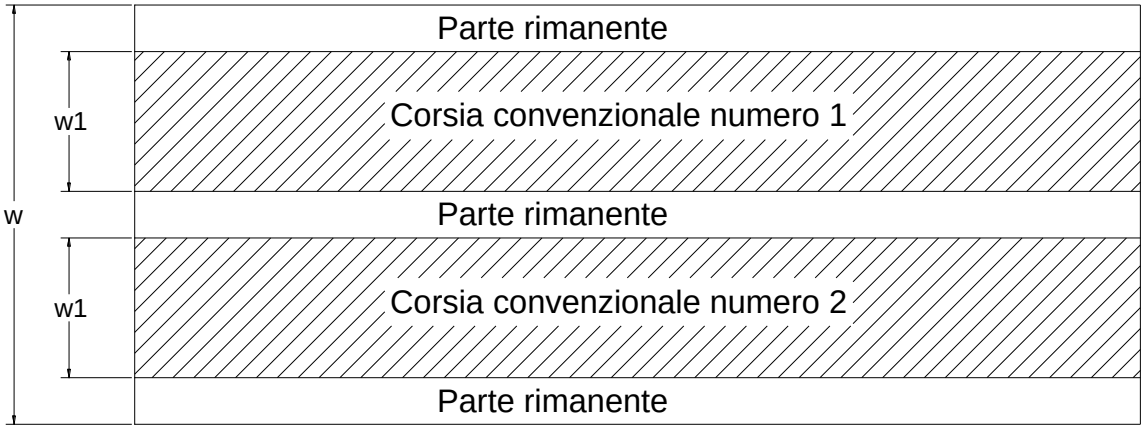
Barriere antirumore

Peso al metro	10	[kN/m]
Peso totale	**736**	[kN]

6.3.2 Carichi variabili per traffico:

In conformità alla normativa di riferimento (par. 5.1.3.3.3 – 5.1.3.3.5), sono assunti i carichi mobili per ponti di 1° categoria.

Le larghezze w1 delle corsie convenzionali su una carreggiata (w) ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa, sono state calcolate secondo il seguente schema:



La disposizione e la numerazione delle corsie è stata determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto.

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono state definite secondo gli schemi di carico previsti dalla normativa.

Lo schema identificativo è risultato quindi il seguente:

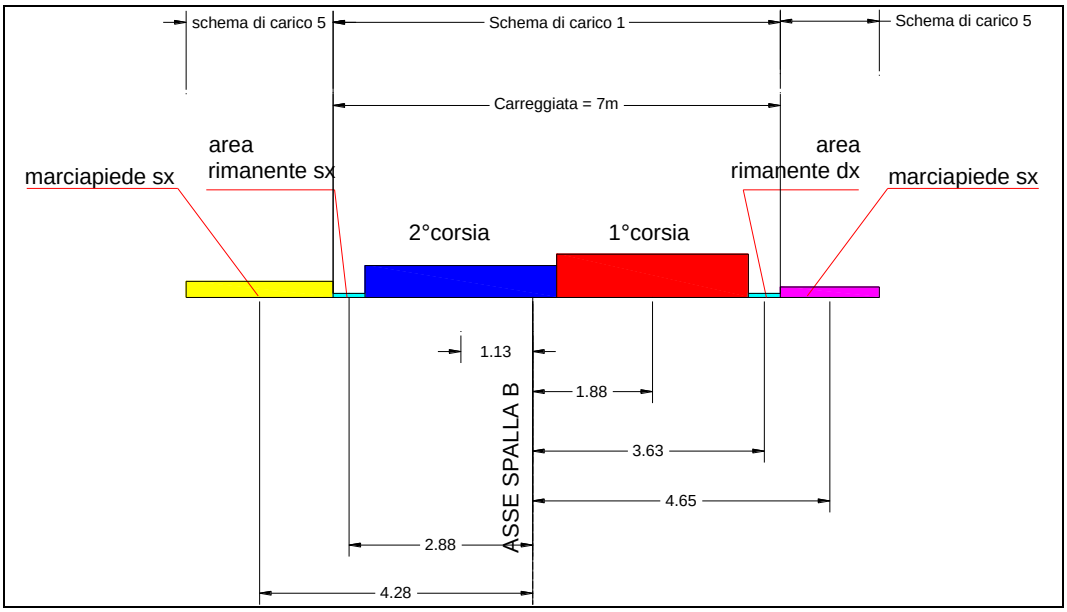


Figura 6-3

I IMPALCATO 37 m	
2b	Carichi mobili

Schema di carico 1		
1° corsia		
Qik	300	[kN]
qik	9	[kN/mq]
w1 (larghezza corsia)	3	[m]
qik equiv	27	[kN/m]
Reazione max	**1096,8**	[kN]
etrasversale	**1,88**	
Mtrasversale	**2062,0**	
2° corsia		
Qik	200	[kN]
qik	2,5	[kN/mq]
w1 (larghezza corsia)	3	[m]
qik equiv	7,5	[kN/m]
Reazione max	**538,0**	[kN]
etrasversale	**1,13**	[m]
Mtrasversale	**607,9**	[kNm]
Area rimanente sx		
qrk	2,5	[kN/mq]
larghezza rimanente	0,5	[m]
qrk equiv	1,25	
Reazione max	**23,0**	[kN]
etrasversale	**2,88**	[m]
Mtrasversale	**66,2**	[kNm]
Area rimanente dx		
qrk	2,5	[kN/mq]
larghezza rimanente	0,5	[m]
qrk equiv	1,25	
Reazione max	**23,0**	[kN]
etrasversale	**3,63**	[m]
Mtrasversale	**83,5**	[kNm]

Schema di carico 5		
Marciapiede sx		
qfk	5	[kN/mq]
larghezza	2,3	
qfk equivalente	11,5	
Reazione max	**211,6**	[kN]
etrasversale	**4,28**	[m]
Mtrasversale	**905,6**	[kNm]
Marciapiede dx		
qfk	5	[kN/mq]
larghezza	1,55	
qfk equivalente	7,75	
Reazione max	**142,6**	[kN]
etrasversale	**4,65**	[m]
Mtrasversale	**663,1**	[kNm]

I carichi agenti sui singoli appoggi della spalla possono essere riassunti nella seguente tabella:

2)	Azioni trasmesse dall'impalcato sui baggioli

		SPALLA DX IDRAULICA				
		IMPALCATO 37m				
		n. appoggio				
		22	23	24	25	26
Tipo		B	U	U	U	B
cmb.	SCHEMA DI CARICO	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
A	*g2*	879,57	1038,32	1050,02	1037,28	1090,1
B	*N pos1*	222,37	269,55	237,48	188,57	179,01
C	*M pos1*	222,16	237,42	185,49	162,81	-92,88
D	*N pos2*	283,81	671,88	539,87	412,61	165,65
E	*M pos2*	283,03	626,59	345,03	146,25	-98,93

In cui le combinazioni B,C,D,E rappresentano la disposizione dei carichi variabili da traffico che massimizzano le sollecitazioni sulla spalla.

6.3.3 Resistenze parassite dei vincoli

3)	Resistenze parassite vincoli (impalcato37m)		
	Risultante Resistenza vincoli parassiti CALCOLATA	391,5	[kN]
	n appoggi	5	[kN]
	Resistenza sul singolo appoggio	**78,3**	[kN]

6.3.4 Azione del vento

L'azione del vento è assunta come un carico orizzontale statico diretto in direzione ortogonale e all'asse del ponte ed agente sulla proiezione nel piano verticale delle superifici direttamente investite.

La componente di tale forza prodotta dall'impalcato è rappresentata dalla superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento, assimilandola ad una parete rettangolare continua di altezza 3m a partire dal piano stradale.

4)	Vento

Pressione vento calcolata	**0,84**	[kN/mq]

Direzione longitudinale		
Pressione sul muro (fem)	**0,84**	[kPa]

(nota: no valore dei veicoli perchè appoggi mobili!)

Direzione trasversale		
lunghezza impalcato	36,8	[m]
h	3	[m]
Area di in influenza sugli appoggi della spalla	110,4	[mq]
Risultante forza vento (veicoli)	92,61	[kN]
Forza vento sul singolo appoggio della spalla(veicoli)	**18,5**	[kN]

6.3.5 Spinta del terreno in condizioni statiche

Il reinterro a ridosso della spalla dovrà essere realizzato attraverso materiale arido di buone caratteristiche meccaniche. Per tale materiale si assumono i seguenti parametri:

Caratteristiche TERRENO DI VALLE			
Peso per unità di volume	γ	19,00	[kN/mc]
coesione	c'	0,00	[kPa]
angolo di attrito interno	φ'	36,00	(°)
angolo di attrito muro terreno	δ	24,00	(°)

Essendo la struttura fondata su pali, si considerano gli spostamenti impediti. Per tale motivo si assume come regime di spinta quello a riposo utilizzando per i calcoli il coefficiente:

$k_0 = 1 - \sin(\phi) = 0.412$

Si applicano, di conseguenza, i valori delle spinte secondo la profondità con la seguente:

$\sigma_{h(z)} = k_0 \, \sigma'_V$

e con il consueto diagramma trapezoidale delle pressioni orizzontali.

Tali spinte saranno opportunamente combinate, utilizzando i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni come verrà esposto di seguito.

$\sigma_{v0}(z0) = \sigma'v0\ (z0)$	0,0	[kPa]
$\sigma'_{h0}\ (z0)$	**0,0**	[kPa]

$\sigma_{v0}(z1) = \sigma'v0\ (z1)$	208,2	[kPa]
$\sigma'_{h0}\ (z1)$	**85,8**	[kPa]

In condizioni statiche si considera il contributo alla spinta orizzontale fornito dal sovraccarico accidentale assunto pari a:

Spinte sovraccarico stradale e mobili

Sovraccarico stradale	20,00	[kPa]
Incremento di spinta per sovraccarico	8,2	[kPa]

Traffico su sede stradale (qik)	9,00	[kPa]
Incremento di spinta qik	3,71	[kPa]

Incremento di spinta totale da traffico	**11,95**	[kPa]

6.3.6 Spinta del terreno in condizioni sismiche

Si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica un comportamento elastico, rientrando così tra le opere che si muovono con il terreno; queste categorie di opere non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo.

Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento all'EC8, in cui l'incremento di spinta sismica ΔP per la condizione a riposo viene valutato secondo la teoria di Wood, in cui l'incremento di spinta dovuto al contributo dinamico risulta:

$$kh = \beta_m \cdot \frac{a\max}{g}$$

$$\Delta Pd = \beta_m \cdot S \cdot \frac{ag}{g} \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2$$

Si riportano di seguito le risultanti della spinta dinamica.

Spinta delle terre in condizioni sismiche (wood) (par. 7.11.6.2.1)	
βm	1
a_{max}	2,54
kh	0,259
kv (+/-)	0,130

Risultante su ml dell'incremento di spinta (ΔPd)	**591,5**	[kN/m]
Carico distibuito su ml dell'incremento di spinta (ΔPd dist)	**54,0**	[kPa]

6.4 Azioni sismiche

La risultante delle forze inerziali orizzontali dell'impalcato e della spalla, indotte dal sisma è valutata secondo quanto previsto al par.7.9.5.6.1 del DM.2008.

$$Fh = P \cdot a_g \cdot S$$

dove:

P = peso proprio impalcato;

$a_{max} = a_g S$

Per quanto riguarda la componente inerziale dell'impalcato sui singoli appoggi, essa agisce in direzione trasversale e longitudinale alla spalla stessa per la presenza di appoggi fissi su quest'ultima.

Inerzia impalcato (par.7.9.5.6.1)		
Peso impalcato 37m	8566,2	[kN]
Massa impalcato 37m	873,2	[kNs^2/m]
a_g*S	2,54	[m/s^2]
Forza d'Inerzia dell'impacato	**2220,1**	[kN]

DIREZIONE TRASVERSALE		
n. appoggi totali reagenti	6,0	
Forza sul singolo baggiolo	**370,0**	[kN]

Inerzia spalla (par.7.9.5.6.1)		
Massa totale spalla	834,0	[kNs^2/m]
a_g*S	2,54	[m/s^2]
Forza d'inerzia della spalla (APPLICATA AL BARICENTRO)	**2120,3**	[kN]

6.5 Combinazioni di carico

Si riportano di seguito i casi di carico del modello.

CDC	Tipo	Sigla Id
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)
2	Gk	g2 impalcato
3	Qk	q1 impalcato cmb B
4	Qk	q1 impalcato cmb C
5	Qk	q1 impalcato cmb D
6	Qk	q1 impalcato cmb E
7	Gk	Reazioni parassite vincoli mobili +
8	Gk	Reazioni parassite vincoli mobili -
9	Qk	inerzia impalcato dir trasversale +
10	Qk	inerzia impalcato dir trasversale -
11	Gk	spinta k0
12	Esk	CDC=Es (statico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)
13	Esk	CDC=Es (statico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)
14	Esk	CDC=Es (statico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)
15	Esk	CDC=Es (statico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)
16	Qk	wood
17	Gk	pretensionamento tiranti
19	Qk	Vento direzione trasversale
20	Gk	spinta k0 long
21	Gk	spinta k0 trasv
22	Qk	wood long
23	Qk	wood trasv
24	Qk	incremento spinta da traffico veicolare

Sono state analizzate 21 combinazioni di carico in SLV e 17 combinazioni in SLE, impiegando i coefficienti di combinazione previsti dalle NTC 2008.

Di seguito si riporta la tabella delle combinazioni di carico utilizzate all'interno del modello FEM.

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
1	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	1.35	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01				
2	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	1.35	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01				
3	1.35	1.35	0.0	1.35	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	1.35	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01				
4	1.35	1.35	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	1.35	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01				
5	1.35	1.35	0.0	0.0	1.35	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	1.35	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01				
6	1.35	1.35	0.0	0.0	1.35	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	1.35	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01				
7	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	1.35	0.75	0.0	0.0	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	1.35	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01				
8	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	1.35	0.0	0.75	0.0	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	1.35	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01				
9	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	1.00	-0.30	1.00	0.0
	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	1.00	0.0				
10	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0	-0.30
	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	1.00	0.0				
11	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	1.00	-1.00	0.30	0.0
	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.30	0.0				
12	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	1.00	0.0	0.0	-1.00
	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.30	0.0				
13	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	1.00	-1.00	-0.30	0.0
	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	-0.30	0.0				
14	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	1.00	0.0	0.0	-1.00
	-0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	-0.30	0.0				
15	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	-0.30
	-1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
16	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	-0.30	1.00	0.0
	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.30	1.00	0.30	1.00	0.0				
17	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30
	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0	0.30	1.00	0.30	1.00	0.0				
18	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.30	0.0
	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	1.00	0.30	1.00	0.30	0.0				
19	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	-1.00
	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	1.00	0.30	1.00	0.30	0.0				
20	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00	-0.30	0.0
	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	1.00	-0.30	1.00	-0.30	0.0				
21	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	-1.00
	-0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	1.00	-0.30	1.00	-0.30	0.0				
22	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	1.00	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75				
23	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0

	0.0	0.0	1.00	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75				
24	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	1.00	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75				
25	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	1.00	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75				
26	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	1.00	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75				
27	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	1.00	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75				
28	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	1.00	0.75	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	1.00	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75				
29	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.75	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	1.00	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75				
30	1.00	1.00	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	1.00	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00				
31	1.00	1.00	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	1.00	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00				
32	1.00	1.00	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	1.00	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00				
33	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.75	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	1.00	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00				
34	1.00	1.00	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
35	1.00	1.00	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
36	1.00	1.00	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
37	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
38	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
39	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	-1.00	0.0	0.0
	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0				
40	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	-1.00	0.0	0.0
	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0				
41	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	-1.00	0.0	0.0
	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				

6.6 Sollecitazioni sulla struttura

Si riportano in seguito i grafici delle massime sollecitazioni agenti sulla struttura, per la cui trattazione completa si rimanda all'Allegato C.

6.6.1 Sollecitazioni su muro frontale

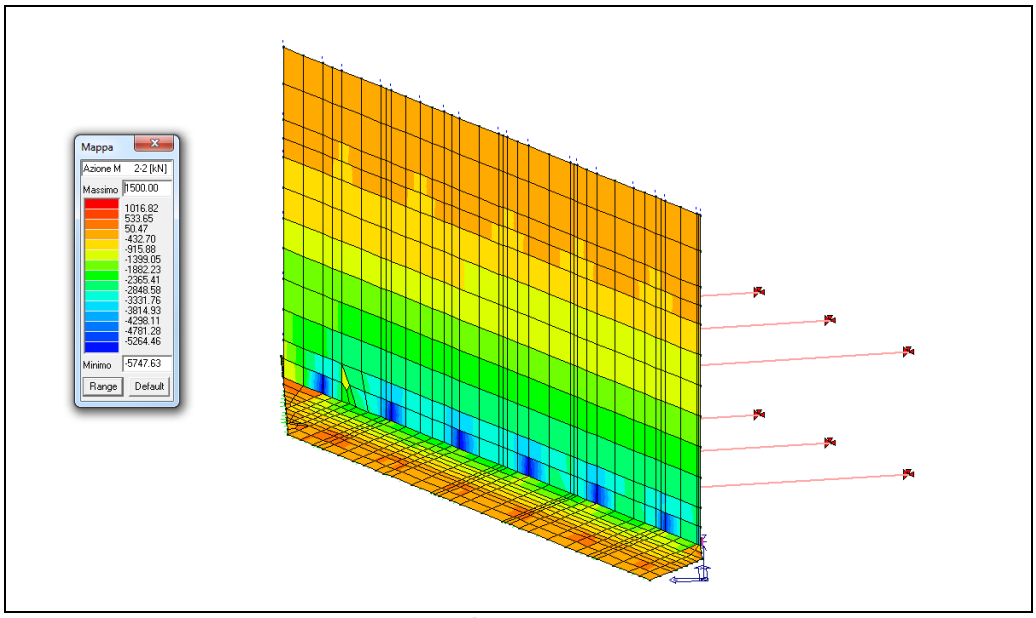


Figura 6-4

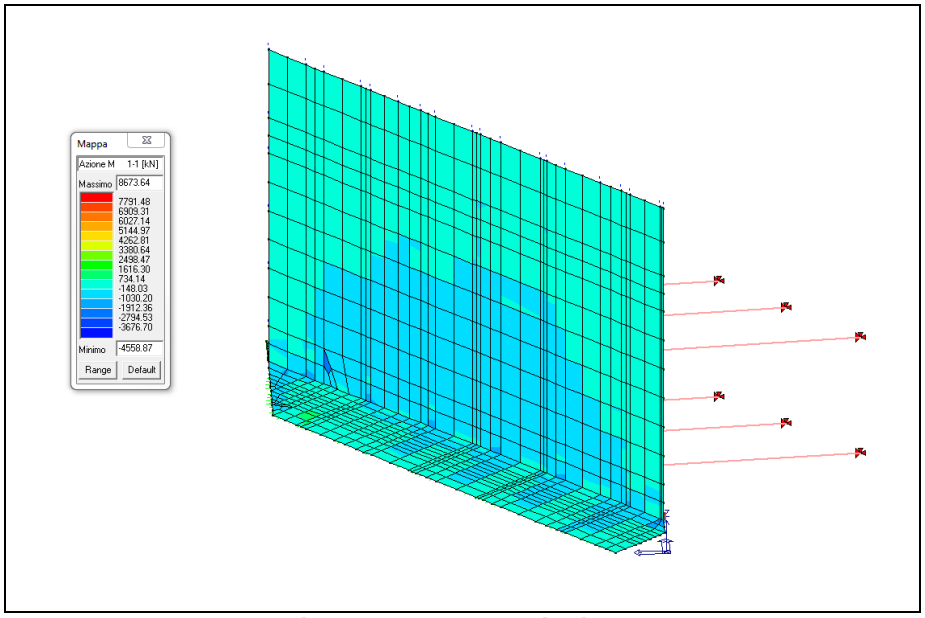


Figura 6-5 - M1-1 cmb sism1

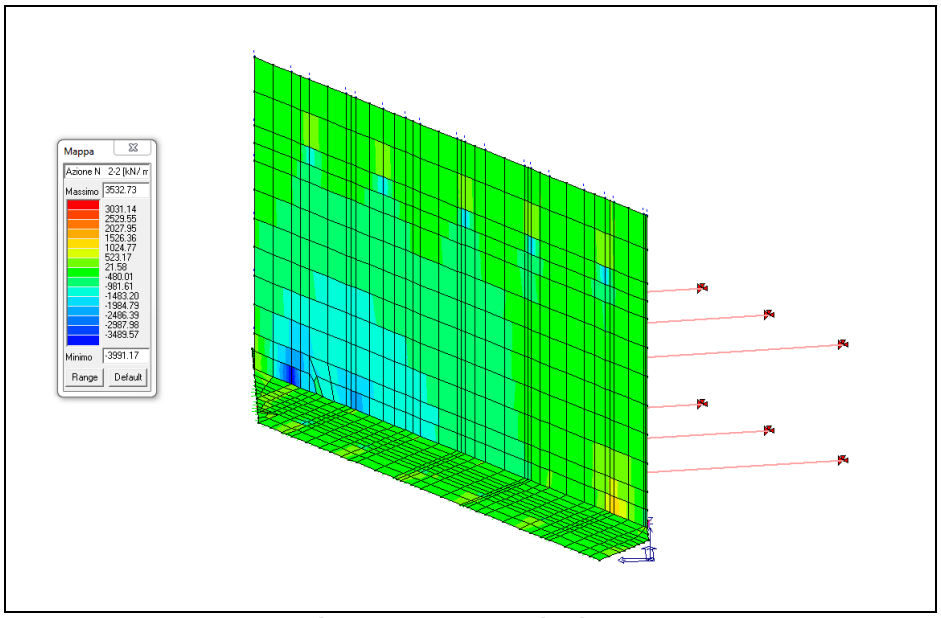


Figura 6-6 N2-2 cmb sism8

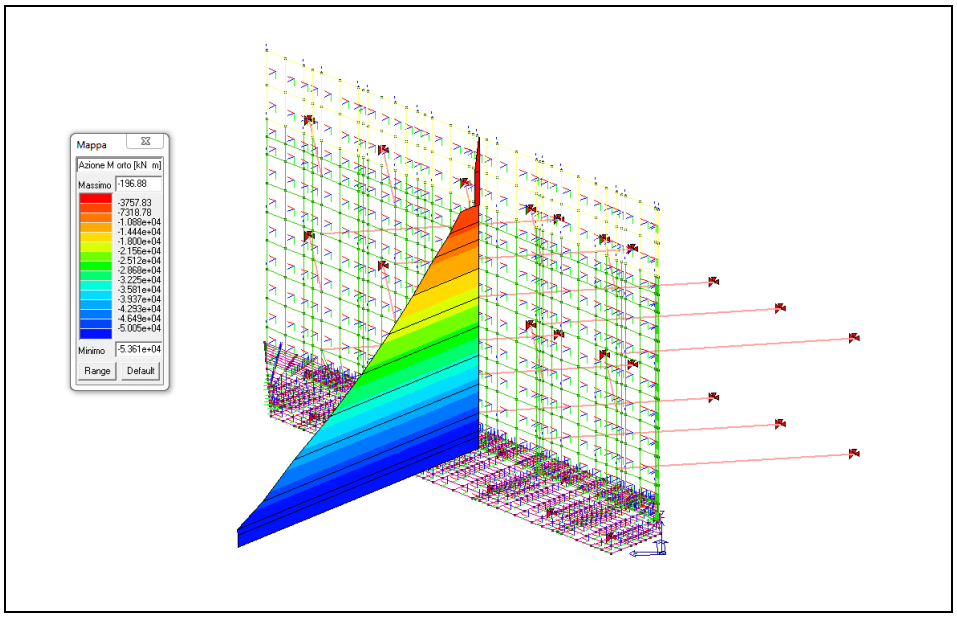


Figura 6-7 - Morto cmb sism2

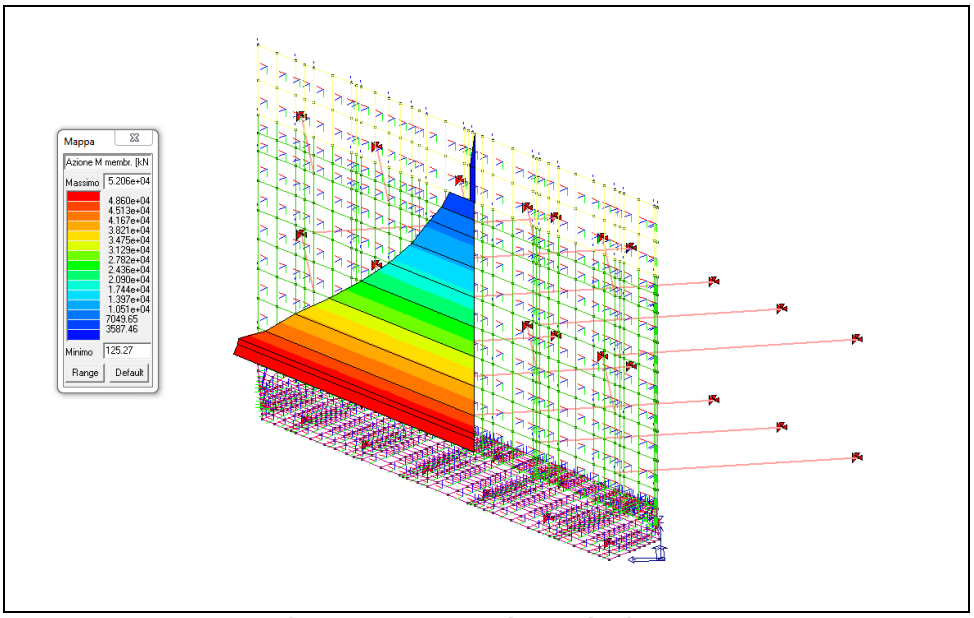


Figura 6-8 - Mmembr. cmb sism12

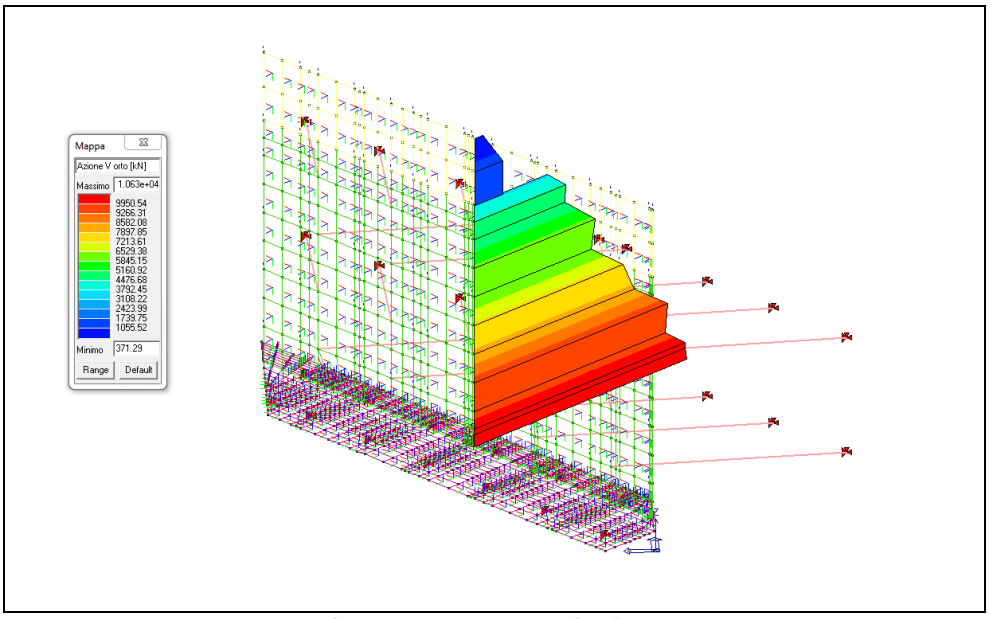


Figura 6-9- Vorto cmb sism1

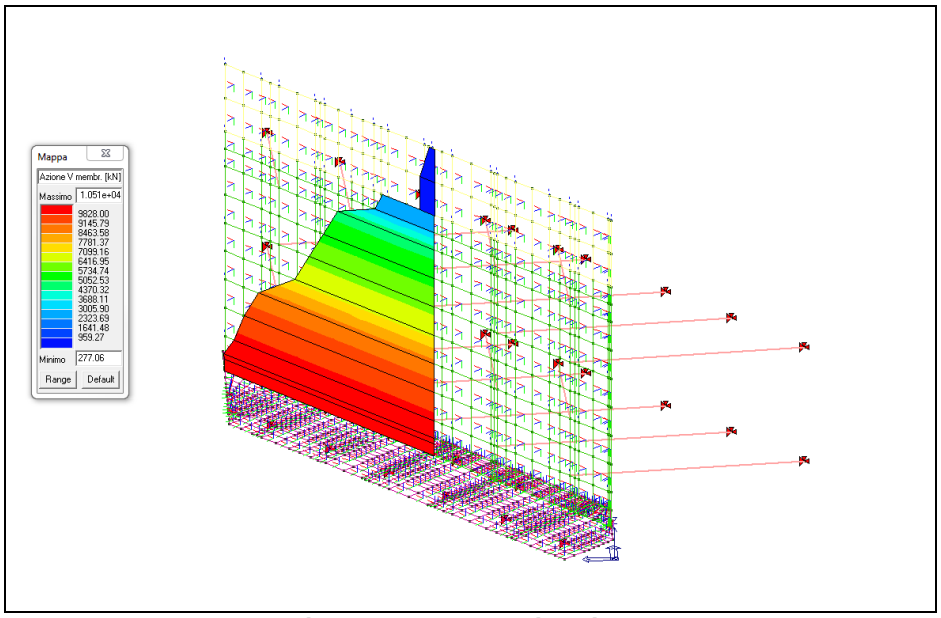


Figura 6-10 - Vmembr. sism8

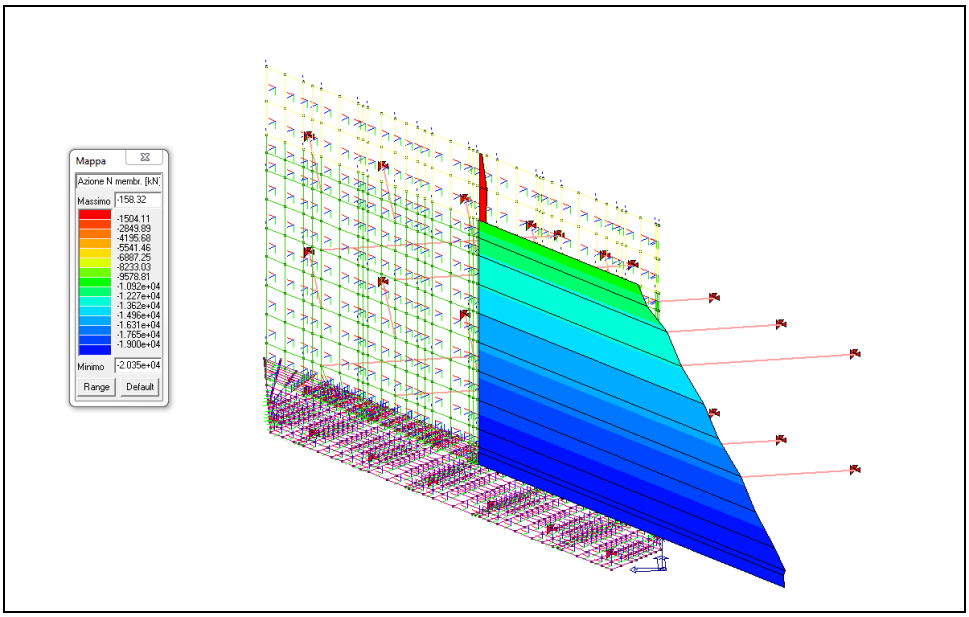


Figura 6-11 - Nmembr. cmb. slu8

Si riportano di seguito la risultante delle sollecitazioni sulle 3 sezioni di controllo del muro frontale.

Ognuna delle 4 combinazioni sotto riportate, massimizza rispettivamente Momento e Taglio nelle due direzioni principali del muro.

Il sistema di riferimento è posto con l'asse z alla base del muro.

	comb. Sism 2				
	M orto	**M membr**	**N(M)**	**Vorto**	**Vmembr.**
	[kNm]	*[kNm]*	*[kN]*	*[kN]*	*[kN]*
lettura 1 [z = 0]	-53610	40840	13160	10560	-8360
lettura 2 [z = 1,1m]	-47990	35300	12630	9668,12	-8101
lettura 3 [z = 2,92]	-32950	23130	10980	8004,86	-7522,2

	comb. Sism 8				
	M orto	**M membr**	**N(M)**	**Vorto**	**Vmembr.**
	[kNm]	*[kNm]*	*[kN]*	*[kN]*	*[kN]*
lettura 1 [z = 0]	-47800	47540	13170	8733,8	-10510
lettura 2 [z = 1,1m]	-43180	40700	12560	8269,9	-9992,91
lettura 3 [z = 2,92]	-30360	26110	10950	6916,5	-8768,3

	comb. Sism 1				
	M orto	**M membr**	**N(M)**	**Vorto**	**Vmembr.**
	[kNm]	*[kNm]*	*[kN]*	*[kN]*	*[kN]*
lettura 1 [z = 0]	-53610	40860	13190	10630	-8361
lettura 2 [z = 1,1m]	-47990	35310	12630	9668	-8101
lettura 3 [z = 2,92]	-32950	23150	10970	8004,9	-7522,02

	comb. Sism 12				
	M orto	**M membr**	**N(M)**	**Vorto**	**Vmembr.**
	[kNm]	*[kNm]*	*[kN]*	*[kN]*	*[kN]*
lettura 1 [z = 0]	-7699	-5206	12960	-633	10780
lettura 2 [z = 1,1m]	-7429	-4515	12550	274,15	9954
lettura 3 [z = 2,92]	-6016,6	-3125	10820	699,55	7590,02

Di seguito si riportano inoltre le risultanti delle sollecitazioni agli SLE alla base della sezione del muro frontale.

	SLE		
	M orto	**M membr**	**N(M)**
	[kNm]	*[kNm]*	*[kN]*
CMB 22	-7254,03	-3963,18	14080
CMB 23	-9998,16	-961,58	14090
CMB 24	-7167,71	-5660,6	13700
CMB 25	-9911,84	-2659	13710
CMB 26	-7479,42	-4624,3	15060
CMB 27	-10220	-1622,7	15070
CMB 28	-7303	-7082,7	14290
CMB 29	-10050	-4081	14300
CMB 30	-11290	13,77	13820
CMB 31	-11220	-710,47	13530
CMB 32	-11460	11,95	14560
CMB 33	-11330	-1777,07	13980
CMB 34	-4225,18	-6566,14	13800
CMB 35	-4160,45	-7839,24	13510
CMB 36	-4394	-7062	14530
CMB 37	-4262,5	-8905,8	13950
CMB 38	-4035,79	-6433,38	12970

6.6.2 Sollecitazioni su paraghiaia

La azioni agenti sul muro paraghiaia sono state determinate secondo quanto previsto al par. c5.1.3.3.7.2 della circolare.
Di seguito è riportato lo schema di calcolo utilizzato.

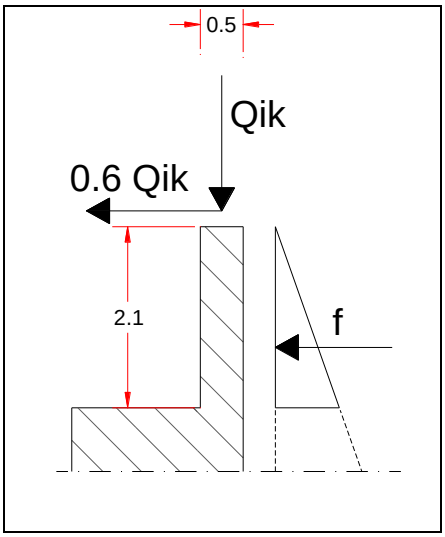


Figura 6-12

Si è considerata un azione orizzontale longitudinale di frenamento, applicata alla testa del muro paraghiaia di valore caratteristico pari al 60% del carico asse Q1k.
Pertanto si considera un carico orizzontale di 180kN, concomitante con un carico verticale di 300kN.
Oltre a tali azioni, sul muro agisce la quota parte delle tensioni orizzontali del terreno a tergo del muro e l'eventuale componente sismica in condizioni dinamiche.

I carichi agenti sulla sezione sono i seguenti:

Caratteristiche TERRENO DI VALLE			
Peso per unità di volume	γ	19,00	[kN/mc]
coesione	c'	0,00	[kPa]
angolo di attrito interno	φ'	36,00	(°)
angolo di attrito muro terreno	δ	24,00	(°)

coef. Di spinta a riposo	k0	0,412	
Quota estradosso spalla	z0	0,00	[m]
Quota alla base del paraghiaia	z1	2,11	[m]
$\sigma_{v0}(z0) = \sigma'v0\ (z0)$		0,0	[kPa]
$\sigma'_{h0}\ (z0)$		0,0	[kPa]
$\sigma_{v0}(z1) = \sigma'v0\ (z1)$		40,1	[kPa]
$\sigma'_{h0}\ (z1)$		16,5	[kPa]
Risultante f (su ml di profondità)		17,4	[kN/m]
ΔPd		21,9	[kN/m]

Le sollecitazioni alla base del muro paraghiaia ottenute da tale schema di calcolo sono sotto riportate.

Sollecitazioni alla base del paraghiaia	M	N	V
	[kNm]	[kN]	[kN]
SLU	528,7	405,0	-265,7
SISM1	415,2	300,0	-219,4
SISM2	368,9	300,0	-175,5
SLE	297,1	300,0	-197,4

6.7 Verifiche degli elementi: Muro frontale

La verifica della spalla è stata eseguita sulla base delle massime sollecitazioni calcolate con il modello FEM.

Per la verifica della sezione di calcolo del muro frontale ci si è ricondotti ad una sezione equivalente,

le cui sollecitazioni massime di progetto agli SLU e agli SLE sono sotto riportate.

	sollecitazione SEZIONE DI CALCOLO				
	comb. Sism 2				
	M orto	M membr	N(M)	Vorto	Vmembr.
	[kNm]	*[kNm]*	*[kN]*	*[kN]*	*[kN]*
lettura 1 [z = 0]	-10085,7	7683,3	2475,8	1986,7	-1572,8
lettura 2 [z = 1,1m]	-9028,4	6641,0	2376,1	1818,9	-1524,1
lettura 3 [z = 2,92]	-6198,9	4351,5	2065,7	1506,0	-1415,2

	sollecitazione SEZIONE DI CALCOLO				
	comb. Sism 8				
	M orto	M membr	N(M)	Vorto	Vmembr.
	[kNm]	*[kNm]*	*[kN]*	*[kN]*	*[kN]*
lettura 1 [z = 0]	-8992,7	8943,8	2477,7	1643,1	-1977,3
lettura 2 [z = 1,1m]	-8123,5	7656,9	2362,9	1555,8	-1880,0
lettura 3 [z = 2,92]	-5711,7	4912,1	2060,0	1301,2	-1649,6

	sollecitazione SEZIONE DI CALCOLO				
	comb. Sism 1				
	M orto	M membr	N(M)	Vorto	Vmembr.
	[kNm]	*[kNm]*	*[kN]*	*[kN]*	*[kN]*
lettura 1 [z = 0]	-10085,7	7687,0	2481,5	1999,8	-1573,0
lettura 2 [z = 1,1m]	-9028,4	6642,9	2376,1	1818,9	-1524,1
lettura 3 [z = 2,92]	-6198,9	4355,2	2063,8	1506,0	-1415,1

	sollecitazione SEZIONE DI CALCOLO				
	comb. Sism 12				
	M orto	M membr	N(M)	Vorto	Vmembr.
	[kNm]	*[kNm]*	*[kN]*	*[kN]*	*[kN]*
lettura 1 [z = 0]	-1448,4	-979,4	2438,2	-119,1	2028,1
lettura 2 [z = 1,1m]	-1397,6	-849,4	2361,0	51,6	1872,7
lettura 3 [z = 2,92]	-1131,9	-587,9	2035,6	131,6	1427,9

		SLE DI CALCOLO		
		M orto	**M membr**	**N(M)**
	soll.n	*[kNm]*	*[kNm]*	*[kN]*
CMB 22	1	-1364,7	-745,6	2648,9
CMB 23	2	-1881,0	-180,9	2650,8
CMB 24	3	-1348,5	-1064,9	2577,4
CMB 25	4	-1864,7	-500,2	2579,3
CMB 26	5	-1407,1	-870,0	2833,3
CMB 27	6	-1922,7	-305,3	2835,1
CMB 28	7	-1373,9	-1332,5	2688,4
CMB 29	8	-1890,7	-767,8	2690,3
CMB 30	9	-2124,0	2,6	2600,0
CMB 31	10	-2110,8	-133,7	2545,4
CMB 32	11	-2156,0	2,2	2739,2
CMB 33	12	-2131,5	-334,3	2630,1
CMB 34	13	-794,9	-1235,3	2596,2
CMB 35	14	-782,7	-1474,8	2541,7
CMB 36	15	-826,6	-1328,6	2733,5
CMB 37	16	-801,9	-1675,5	2624,4
CMB 38	17	-759,3	-1210,3	2440,1

6.7.1 Verifica allo SLU: pressoflessione

Si riporta di seguito la geometria della sezione equivalente per la verifica a pressoflessione.

H = 2,00 m

B = 2.97 m

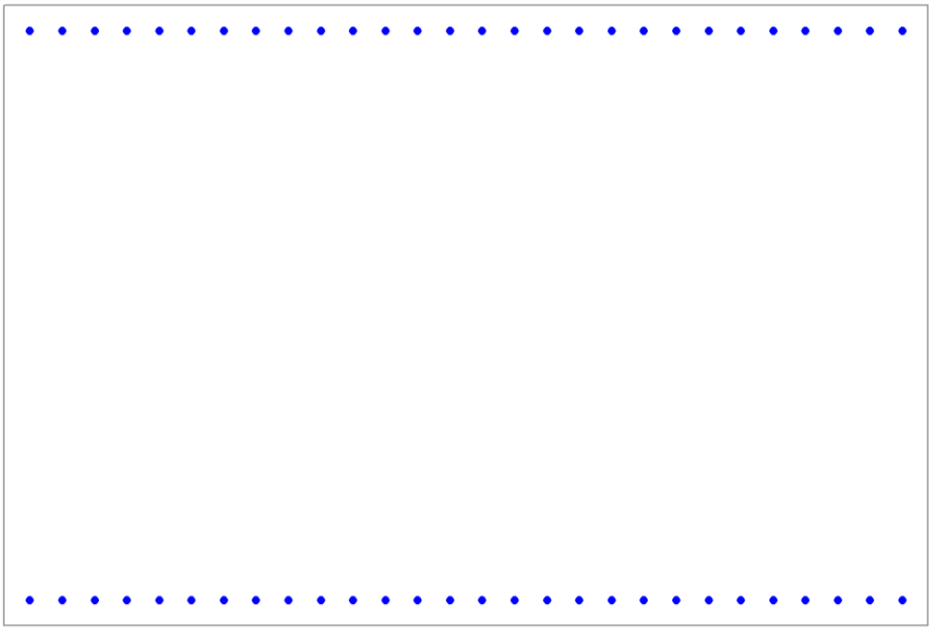


Figura 6-13 Spalla B - sezione di calcolo muro frontale

Di seguito si riporta l'out-put di verifica per il muro frontale:

DATI GENERALI DELLA SEZIONE

Calcestruzzo: Rck = 35,00 N/mmq

Sezione:

Vertice	X (cm)	Y (cm)
1	0	0
2	0	200
3	297	200
4	297	0
5	0	0
6	0	0

Acciaio: fyk = 450,00 N/mmq

N Ferro	X	(cm)	Y	(cm)	Area	(cmq)
1	8,00	3,00	191,00	7,00	5,00	31,00
2	288,00	7,00	191,00	7,00	5,00	31,00
3	288,00	7,00	8,00	3,00	5,00	31,00
4	8,00	3,00	8,00	3,00	5,00	31,00
5	18,00	7,00	191,00	7,00	5,00	31,00
6	29,00	1,00	191,00	7,00	5,00	31,00
7	39,00	5,00	191,00	7,00	5,00	31,00
8	49,00	8,00	191,00	7,00	5,00	31,00
9	60,00	2,00	191,00	7,00	5,00	31,00
10	70,00	6,00	191,00	7,00	5,00	31,00
11	81,00	0,00	191,00	7,00	5,00	31,00
12	91,00	4,00	191,00	7,00	5,00	31,00
13	101,00	8,00	191,00	7,00	5,00	31,00
14	112,00	2,00	191,00	7,00	5,00	31,00
15	122,00	5,00	191,00	7,00	5,00	31,00
16	132,00	9,00	191,00	7,00	5,00	31,00
17	143,00	3,00	191,00	7,00	5,00	31,00
18	153,00	7,00	191,00	7,00	5,00	31,00
19	164,00	1,00	191,00	7,00	5,00	31,00
20	174,00	5,00	191,00	7,00	5,00	31,00
21	184,00	8,00	191,00	7,00	5,00	31,00
22	195,00	2,00	191,00	7,00	5,00	31,00
23	205,00	6,00	191,00	7,00	5,00	31,00
24	216,00	0,00	191,00	7,00	5,00	31,00
25	226,00	4,00	191,00	7,00	5,00	31,00
26	236,00	8,00	191,00	7,00	5,00	31,00
27	247,00	2,00	191,00	7,00	5,00	31,00
28	257,00	5,00	191,00	7,00	5,00	31,00
29	267,00	9,00	191,00	7,00	5,00	31,00

N Ferro	X	(cm)	Y	(cm)	Area	(cmq)
30	278,00	3,00	191,00	7,00	5,00	31,00
31	278,00	3,00	8,00	3,00	5,00	31,00
32	267,00	9,00	8,00	3,00	5,00	31,00
33	257,00	5,00	8,00	3,00	5,00	31,00
34	247,00	2,00	8,00	3,00	5,00	31,00
35	236,00	8,00	8,00	3,00	5,00	31,00
36	226,00	4,00	8,00	3,00	5,00	31,00
37	216,00	0,00	8,00	3,00	5,00	31,00
38	205,00	6,00	8,00	3,00	5,00	31,00
39	195,00	2,00	8,00	3,00	5,00	31,00
40	184,00	8,00	8,00	3,00	5,00	31,00
41	174,00	5,00	8,00	3,00	5,00	31,00
42	164,00	1,00	8,00	3,00	5,00	31,00
43	153,00	7,00	8,00	3,00	5,00	31,00
44	143,00	3,00	8,00	3,00	5,00	31,00
45	132,00	9,00	8,00	3,00	5,00	31,00
46	122,00	5,00	8,00	3,00	5,00	31,00
47	112,00	2,00	8,00	3,00	5,00	31,00
48	101,00	8,00	8,00	3,00	5,00	31,00
49	91,00	4,00	8,00	3,00	5,00	31,00
50	81,00	0,00	8,00	3,00	5,00	31,00
51	70,00	6,00	8,00	3,00	5,00	31,00
52	60,00	2,00	8,00	3,00	5,00	31,00
53	49,00	8,00	8,00	3,00	5,00	31,00
54	39,00	5,00	8,00	3,00	5,00	31,00
55	29,00	1,00	8,00	3,00	5,00	31,00
56	18,00	7,00	8,00	3,00	5,00	31,00

Caratteristiche limite della sezione:

	Nu [kN]	Mxu [kNm]	Myu [kNm]
Sezione completamente tesa	-11634,30	0,00	0,00
Sezione completamente compressa	109416,60	0,00	0,00
Fibre inferiori tese	0,00	10739,50	0,00
Fibre superiori tese	0,00	-10739,50	0,00
Fibre di sinistra tese	0,00	0,00	14961,80
Fibre di destra tese	0,00	0,00	-14961,80

VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Note sulle unità di misura:

Sollecitazioni: M [kN m], N [kN]

Coef. sicurezza: γ

	Nd	Mxd	Myd	Nu	Mxu	Myu	ε_C	ε_A	γ	
1	2475,8	-10085,7	7683,3	2475,8	-12237,5	9322,5	-0,3	1	1,21	Ok
2	2477,7	-8992,7	8493,8	2477,7	-11818,7	11163	-0,33	1	1,31	Ok
3	2481,5	-10085,7	7687	2481,5	-12241,1	9329,8	-0,3	1	1,21	Ok
4	2438,2	-1448,4	-979,4	2438,2	-12369	-8363,8	-0,28	1	8,54	Ok

6.7.2 Verifica allo SLU: taglio

La verifica a taglio del muro frontale è stata eseguita utilizzando staffe ordite in direzione parallela all'impalcato.

La verifica è stata quindi effettuata utilizzando il valore della risultante delle sollecitazioni di taglio di progetto precedentemente esplicitate nelle due direzioni principali del muro.

	Inviluppo Sollecitazioni di taglio massime			
	Vorto	**Vmembr.**	**Nmax**	**z**
	[kN]	*[kN]*	*[kN]*	*[m]*
lettura 1	10630	10780	13190	
	[kN/m]	*[kN/m]*	*[kN/m]*	*[m]*
	671,1	**680,6**	**832,7**	0
	[kN]	*[kN]*	*[kN]*	
lettura 2	9668,1	-9992,9	-	
	[kN/m]	*[kN/m]*	*[kN/m]*	
	610,4	**-630,9**	-	1,11
	[kN]	*[kN]*	*[kN]*	
lettura 3	8004,9	-8768		
	[kN]	*[kN]*	*[kN]*	
	505,4	**-553,5**	-	2,92

	Inviluppo Sollecitazioni di taglio massime (a sezione di calcolo)				
	interasse sezione di calcolo:			**2**	[m]
	Vorto	**Vmembr.**	**Nmax**	**z**	**RisultanteV [kN]**
	[kN]	*[kN]*	*[kN]*	*[m]*	*[kN]*
lettura 1	1342,2	1361,1	1665,4	0	1911,6
lettura 2	1220,7	-1261,7	-	1,11	1755,6
lettura 3	1010,7	-1107,1	-	2,92	1499,1

Si riporta di seguito la verifica effettuata sulla sezione più sollecitata.

DATI		
b	2000	mm
h	2920	mm
d	2870	mm
R_{ck}	35	MPa
f_{cd}	15,87	MPa
f'_{cd}	7,93	MPa
fck	28,00	MPa

Verifica per elementi che richiedono armatura a taglio:

ϕ staffe	16	mm
n. bracci	4	
A_{sw}	804,25	mm^2
s	200	mm
f_{yd}	391	MPa
V_{Ed}	1911,60	kN
N_{Ed}	833	kN
σ_{cp}	0,142586	MPa
α_c	1,008986	

ARMATURA MINIMA NTC 2008		
$(A_{st}/s)_{min}$	3000	mm^2/m
$s_{_min}$	333,33	mm
ELABORAZIONI NTC 2008		
s_{min_TOT}	260	mm

VERIFICHE DI SICUREZZA			
cot(θ)	V_{Rcd} (kN)	V_{Rsd} (kN)	V_{Rd} (kN)
1	20675,95	4064,378	4064,378
VERIFICA SODDISFATTA			

Verifica per elementi che non richiedono armatura a taglio

k	1,264	
ro1	0,00	
fck	29,05	MPa
γc	1,5	
σcp	15,28	MPa
bw	2000	mm
d	2870	mm
n.ferri Long	5	
ϕ long	22	mm
Asl	1900,66	mm^2
vmin	0,27	

VERIFICHE DI SICUREZZA		
VRd (kN)	Vmin (kN)	V_{Rd} (kN)
14625,70	14694,82	14694,82
VERIFICA SODDISFATTA		

L'armatura a taglio sul muro frontale dovrà essere presente fino ad un'altezza pari a 2m dalla base del muro.

6.7.3 Verifiche allo stato limite di esercizio

DATI GENERALI DELLA SEZIONE

Calcestruzzo: Rck = 35,00 N/mmq

Sezione:

Vertice	X (cm)	Y (cm)
1	0,00	0,00
2	0,00	200,00
3	297,00	200,00
4	297,00	0,00
5	0,00	0,00
6	0,00	0,00

Acciaio: fyk = 450,00 N/mmq

Ferro N.	**X (cm)**	**Y (cm)**	**Area (cmq)**
1	8,30	191,70	5,31
2	288,70	191,70	5,31
3	288,70	8,30	5,31
4	8,30	8,30	5,31
5	18,70	191,70	5,31
6	29,10	191,70	5,31
7	39,50	191,70	5,31
8	49,80	191,70	5,31
9	60,20	191,70	5,31
10	70,60	191,70	5,31
11	81,00	191,70	5,31
12	91,40	191,70	5,31

Ferro N.	X (cm)	Y (cm)	Area (cmq)
13	101,80	191,70	5,31
14	112,20	191,70	5,31
15	122,50	191,70	5,31
16	132,90	191,70	5,31
17	143,30	191,70	5,31
18	153,70	191,70	5,31
19	164,10	191,70	5,31
20	174,50	191,70	5,31
21	184,80	191,70	5,31
22	195,20	191,70	5,31
23	205,60	191,70	5,31
24	216,00	191,70	5,31
25	226,40	191,70	5,31
26	236,80	191,70	5,31
27	247,20	191,70	5,31
28	257,50	191,70	5,31
29	267,90	191,70	5,31
30	278,30	191,70	5,31
31	278,30	8,30	5,31
32	267,90	8,30	5,31
33	257,50	8,30	5,31
34	247,20	8,30	5,31
35	236,80	8,30	5,31
36	226,40	8,30	5,31
37	216,00	8,30	5,31
38	205,60	8,30	5,31
39	195,20	8,30	5,31
40	184,80	8,30	5,31
41	174,50	8,30	5,31

Ferro N.	X (cm)	Y (cm)	Area (cmq)
42	164,10	8,30	5,31
43	153,70	8,30	5,31
44	143,30	8,30	5,31
45	132,90	8,30	5,31
46	122,50	8,30	5,31
47	112,20	8,30	5,31
48	101,80	8,30	5,31
49	91,40	8,30	5,31
50	81,00	8,30	5,31
51	70,60	8,30	5,31
52	60,20	8,30	5,31
53	49,80	8,30	5,31
54	39,50	8,30	5,31
55	29,10	8,30	5,31
56	18,70	8,30	5,31

Caratteristiche limite della sezione:

	Nu [kN]	Mxu [kNm]	Myu [kNm]
Sezione completamente tesa	-11634,30	0,00	0,00
Sezione completamente compressa	109416,60	0,00	0,00
Fibre inferiori tese	0,00	10739,50	0,00
Fibre superiori tese	0,00	-10739,50	0,00
Fibre di sinistra tese	0,00	0,00	14961,80
Fibre di destra tese	0,00	0,00	-14961,80

VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Note sulle unità di misura:

Sollecitazioni: M [kN m], N [kN]

Tensioni: [N/mmq] (CLS: SigC+ = max; SigC- = min) (Acciaio: SigA+ = max; SigA- = min)

Fessurazione: Wk [mm]

COMBINAZIONI DI CARICO RARA:

Soll	.n. Nd	Mxd	Myd	σC+	σC-	σA+	σA-	γC	γA	Wk	
1	2648,90	1364,70	-745,60	0,00	-1,33	7,67	-18,94	0,05	0,04	0,00	Ok
2	2650,80	-1881,00	-180,90	0,00	-1,45	12,15	-20,31	0,05	0,05	0,00	Ok
3	2577,40	-1348,50	-1064,90	0,00	-1,48	10,82	-20,98	0,05	0,05	0,00	Ok
4	2579,30	-1864,70	-500,20	0,00	-1,60	15,24	-22,46	0,06	0,05	0,00	Ok
5	2833,30	-1407,10	-870,00	0,00	-1,42	8,09	-20,23	0,05	0,04	0,00	Ok
6	2835,10	-1922,70	-305,30	0,00	-1,54	12,02	-21,60	0,05	0,05	0,00	Ok
7	2688,40	-1373,90	-1332,50	0,00	-1,64	13,09	-23,21	0,06	0,05	0,00	Ok
8	2690,30	-1890,70	-767,80	0,00	-1,76	17,00	-24,67	0,06	0,05	0,00	Ok
9	2600,00	-2124,00	2,60	0,00	-1,55	17,02	-21,44	0,05	0,05	0,00	Ok
10	2545,40	-2110,80	-133,70	0,00	-1,61	18,50	-22,33	0,06	0,05	0,00	Ok
11	2739,20	-2156,00	2,20	0,00	-1,56	15,93	-21,77	0,05	0,05	0,00	Ok
12	2630,10	-2131,50	-334,30	0,00	-1,73	19,53	-24,08	0,06	0,05	0,00	Ok

COMBINAZIONE DI CARICO FREQUENTE

Soll	.n. Nd	Mxd	Myd	σC+	σC-	σA+	σA-	γC	γA	Wk	
13	2596,2	-749,90	-1235,30	0,00	-1,16	4,92	-16,68	0,04	0,04	0,00	Ok
14	2541,7	-782,70	-1474,80	0,00	-1,30	7,59	-18,52	0,04	0,04	0,00	Ok
15	2733,5	-826,60	-1328,60	0,00	-1,26	5,76	-18,04	0,04	0,04	0,00	Ok
16	2624,4	-801,90	-1675,50	0,00	-1,42	9,33	-20,21	0,05	0,04	0,00	Ok

COMBINAZIONE DI CARICO QUASI PERMANENTE

Soll	.n. Nd	Mxd	Myd	σC+	σC-	σA+	σA-	γC	γA	Wk	
17	2440,1	-759,30	-1210,30	0,00	-1,15	5,55	-16,44	0,04	0,04	0,00	Ok

6.8 Verifica degli elementi: Muro paraghiaia

La verifica del muro paraghiaia è stata effettuata su una sezione di larghezza unitaria e spessore 50cm.

Di seguito si riportano le verifiche allo stato limite ultimo e di esercizio.

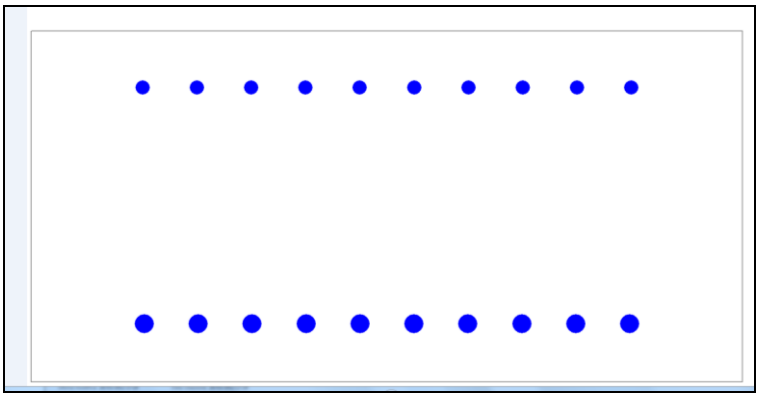


Figura 6-14: Spalla B – Sezione di calcolo

6.8.1 Verifica allo SLU: presso-flessione

DATI GENERALI DELLA SEZIONE

Calcestruzzo: Rck = 35,00 N/mmq

Sezione:

Vertice	X (cm)	Y (cm)
1	0,00	0,00
2	0,00	50,00
3	100,00	50,00
4	100,00	0,00
5	0,00	0,00
6	0,00	0,00

Acciaio: fyk = 450,00 N/mmq

N Ferro	X	(cm)	Y	(cm)	Area	(cmq)
1	15,60	42,00	3,14	15,60	42,00	3,14
2	23,30	42,00	3,14	23,30	42,00	3,14
3	30,90	42,00	3,14	30,90	42,00	3,14
4	38,50	42,00	3,14	38,50	42,00	3,14
5	46,20	42,00	3,14	46,20	42,00	3,14
6	53,80	42,00	3,14	53,80	42,00	3,14
7	61,5	42,00	3,14	61,5	42,00	3,14
8	69,1	42,00	3,14	69,1	42,00	3,14
9	76,7	42,00	3,14	76,7	42,00	3,14
10	84,40	42,00	3,14	84,40	42,00	3,14
11	84,10	8,30	5,31	84,10	8,30	5,31
12	76,50	8,30	5,31	76,50	8,30	5,31
13	69,00	8,30	5,31	69,00	8,30	5,31
14	61,40	8,30	5,31	61,40	8,30	5,31
15	53,80	8,30	5,31	53,80	8,30	5,31
16	46,20	8,30	5,31	46,20	8,30	5,31
17	38,60	8,30	5,31	38,60	8,30	5,31
18	31,00	8,30	5,31	31,00	8,30	5,31
19	23,50	8,30	5,31	23,50	8,30	5,31
20	15,90	8,30	5,31	15,90	8,30	5,31

Caratteristiche limite della sezione:

	Nu [kN]	Mxu [kNm]	Myu [kNm]
Sezione completamente tesa	-3306,90	138,00	0,00
Sezione completamente compressa	11523,50	-138,00	0,00
Fibre inferiori tese	0,00	750,30	0,00
Fibre superiori tese	0,00	-466,40	0,00

Fibre di sinistra tese	0,00	0,00	1080,90
Fibre di destra tese	0,00	0,00	-1080,90

VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Note sulle unità di misura:

Sollecitazioni: M [kN m], N [kN]

Coef. sicurezza: γ

	Nd	Mxd	Myd	Nu	Mxu	Myu	ε_C	ε_A	γ	
1	405,00	528,00	0,00	405,00	815,50	0	-0,35	0,82	1,54	Ok
2	300,00	415,20	0,00	300,00	798,90	0,00	-0,35	0,86	1,92	Ok
3	300,00	368,90	0,00	300,00	798,90	0,00	-0,35	0,86	2,17	Ok

6.8.2 Verifica agli stati limite ultimi: Taglio

La verifica a taglio del muro paraghiaia è stata effettuata secondo quanto previsto al par.4.1.2.1.3.1 per elementi di c.a. non armati a taglio

b	1000	mm
h	500	mm
d	450	mm
Rck	35	MPa
k	1,667	
ro1	0,04	
fck	29,05	MPa
γc	1,5	
σcp	15,28	MPa

bw	500	mm
d	450	mm
n.ferri Long	5	
ϕ long	22	mm
Asl	1900,66	mm^2
vmin	0,27	

VERIFICHE DI SICUREZZA		
VRd (kN)	Vmin (kN)	V_{Rd} (kN)
739,31	607,03	739,31
VERIFICA SODDISFATTA		

6.8.3 Verifica allo SLE

Di seguito si riporta la verifica della sezione di calcolo agli stati limite di esercizio.

Note sulle unità di misura:
Sollecitazioni: M [kN m], N [kN]
Tensioni: [N/mmq] (CLS: SigC+ = max; SigC- = min) (Acciaio: SigA+ = max; SigA- = min)
Fessurazione: Wk [mm]

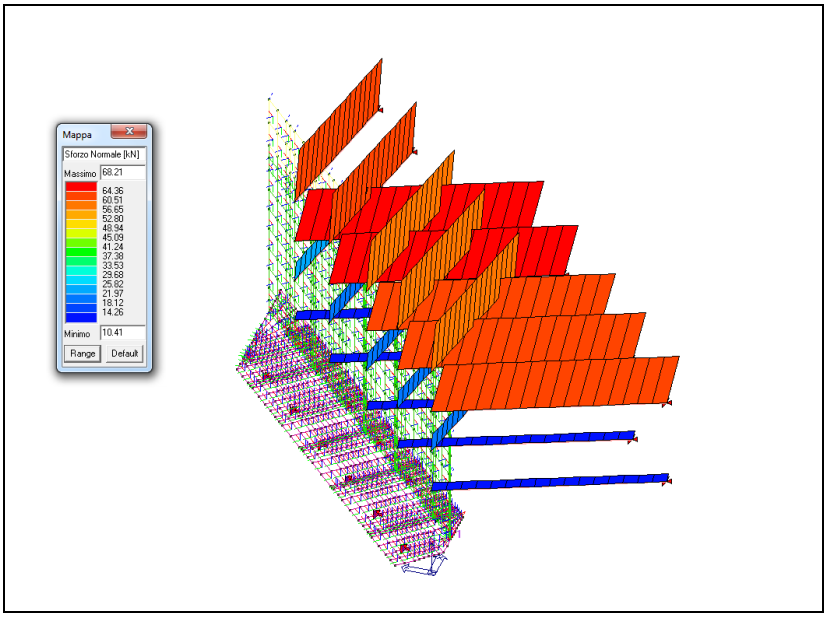
COMBINAZIONI DI CARICO RARA:

Soll	Nd	Mxd	Myd	σC+	σC-	σA+	σA-	γC	γA	Wk	
3	300	297,10	0,00	0,00	-7,87	131,38	-70,22	0,27	0,29	0,07	Ok

6.9 Tiranti di ancoraggio

6.9.1 Modellazione

Si riporta di seguito il modello assunto per il calcolo dei tiranti di ancoraggio:



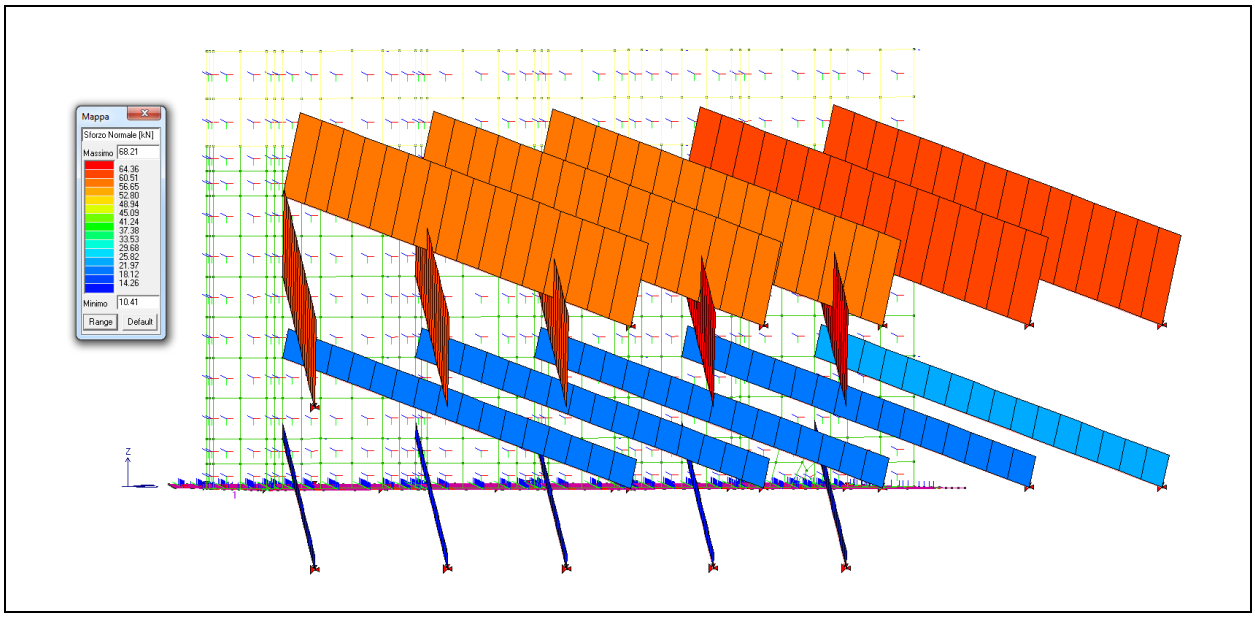


Figura 6-15: Spalla B – Modellazione tiranti

La massima azione di progetto Pd, agente su ogni trefolo, è dato dalla somma tra lo sforzo normale agente sugli elementi non lineari ottenuti dall'analisi FEM e il valore di pretensionamento imposto di progetto, pari a 300kN.

6.9.2 Valutazione lunghezza tratto attivo

La massima azione di progetto Pd, agente su ogni trefolo, è dato dalla somma tra lo sforzo normale agente sugli elementi non lineari ottenuti dall'analisi FEM e il valore di pretensionamento imposto di progetto, pari a 300kN.

1.1.1 Valutazione della lunghezza del tratto attivo

La valutazione della lunghezza del tratto attivo è condotta impiegando la seguente condizione di equilibrio:

$$\pi \cdot D \cdot l_f \cdot \tau = N$$

con:

N: Azione assiale

D: diametro del tratto di fondazione;

lf: lunghezza della fondazione;

τ : aderenza unitaria media limite fra fondazione e terreno;

I valori dell'aderenza unitaria limite e del diametro della fondazione sono condizionati dalla natura e dal grado di addensamento/compattezza dei terreni di fondazione, nonché in misura assai rilevante dalle modalità esecutive dei tiranti; valori indicativi sono riportati nella letteratura tecnica (Bustamante e Doix 1985).

Nel caso in esame, considerando il ricorso ad iniezione singola si assume:

$D = \alpha \cdot d = 216$ mm

dove:

- $\alpha \cong 1.2$ coefficiente empirico funzione della natura del terreno e delle tecniche esecutive dei tiranti;
- d =180 mm diametro di perforazione.

Vista la tipologia di terreno, si assume il seguente coefficiente di aderenza unitaria media:

τ =200 kPa sabbie e ghiaie da mediamente addensate ad addensate

Il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio (Rd) è determinato secondo quanto prescritto al Par.6.6.2. delle norme vigenti, i cui coefficienti parziali utilizzati sono sotto riportati:

Coefficiente parziale per la resistenza di ancoraggi permanenti (γR)	1.2
Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero di profili di indagine (ξ3)	1.5

Si adotta un bulbo di fondazione di lunghezza pari a 14 m.

Numero ancoraggi di prova: 1

Resistenza caratteristica: $0{,}216 \cdot \pi \cdot 14 \cdot 200 = 1900 kN$

Resistenza caratteristica minima: $\frac{1900}{1{,}5} = 1266.67$

Resistenza di progetto: $\frac{1266.67}{1{,}2} = 1055{,}55 kN$

La massima azione di progetto Pd determinata come precedentemente illustrato, considerando tutti i possibili stati limite ultimi risulta pari a 368 kN

Risulta quindi:
Rd = 1055.5kN > 368 kN

La verifica risulta soddisfatta.

6.9.3 Determinazione sezione trasversale armatura:

L'area della sezione minima di armatura (A_{min}) è valutabile con l'espressione:

A_{min}= Nq/(0.6·fptk) =268,82 mm2

dove:

Nq = carico massimo di esercizio = 300 kN
f_{ptk} = tensione caratteristica di rottura dei trefoli = 1860 N/mm2

Assumendo un diametro dei trefoli ϕ = 0.6″ ($A_{trefolo}$ = 139 mm2), il numero di trefoli minimo da adottare risulta pari a 3 corrispondenti ad un'area complessiva di 417 mm^2.

Si utilizzano tiranti da 7 trefoli di area complessiva di 973 mm^2
La lunghezza libera dei tiranti è assunta pari a 10 m.