

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE
OBIETTIVO N. 443/01
LINEA AV/AC TORINO – VENEZIA Tratta VERONA – PADOVA
Lotto funzionale Verona – Bivio Vicenza
PROGETTO ESECUTIVO
RILEVATI
RILEVATO FERROVIARIO L.S. DAL KM 153+803,51 AL KM 154+423,10
OPERE DI SOSTEGNO
Muro di mitigazione dal km 153+797,09 al km 153+963,84 - Relazione di calcolo**

GENERAL CONTRACTOR		DIRETTORE LAVORI		SCALA
IL PROGETTISTA INTEGRATORE	Consorzio Iricav Due ing. Paolo Carmona Data: 20.04.2021	ing. Luca Zaccaria iscritto all'ordine degli ingegneri di Ravenna n.A1206 Data: 20.04.2021		

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.	FOGLIO																		
I	N	1	7	1	2	E	I	2	CL	R	I	0	9	B	0	0	0	1	B	-	-	-	P	-	-	-

Consorzio IricAV Due	VISTO CONSORZIO IRICAV DUE	
	Firma	Data
		Aprile 2021

Progettazione:								IL PROGETTISTA Data: 20.04.2021
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	
A	EMISSIONE	Bellini	31.03.21	Guilarte	31.03.21	Aiello	31.03.21	
B	Rev. per Istr. Validatore	Bellini 	20.04.21	Guilarte 	20.04.21	Aiello 	20.04.21	

CIG. 8377957CD1	CUP: J41E9100000009	File: IN1712EI2CLRI09B2001B.DOCX
		Cod. origine:



Progetto cofinanziato dalla Unione Europea

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL RI 09 B 0 001	Rev. B	Foglio 2 di 47

INDICE

1	PREMESSA.....	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	4
3	CRITERI GENERALI DI CALCOLO E VERIFICA.....	5
3.1	Verifiche SLU.....	5
3.2	Verifiche SLE.....	6
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	7
4.1	Calcestruzzo per magrone.....	7
4.2	Calcestruzzo.....	7
4.3	Acciaio per cemento armato.....	8
4.4	Durabilità e prescrizioni sui materiali.....	8
4.5	Copriferro minimo e copriferro nominale.....	8
5	PARAMETRI SISMICI.....	9
6	PARAMETRI GEOTECNICI.....	10
7	ANALISI DEI CARICHI.....	12
8	COMBINAZIONI DI CARICO.....	14
9	CONSIDERAZIONE SUI CARICHI DI PROGETTO.....	15
10	CRITERI DI VERIFICA.....	16
11	MURO TIPO 1.....	17
12	MURO TIPO 2.....	32
13	SOFTWARE DI CALCOLO.....	47
13.1	Descrizione dei codici di calcolo.....	47
13.2	Validazione ed affidabilità dei codici di calcolo.....	47
14	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI.....	47

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento E12 CL RI 09 B 0 001	Rev. B	Foglio 3 di 47

1 PREMESSA

La presente relazione è relativa al calcolo dei muri di mitigazione previsti nell'ambito dei lavori inerenti la linea AV/AC Torino-Venezia tratta Verona-Vicenza ed ubicati nella tratta dalla pk 153+743.00 alla pk 153+963.84 della linea AV/AC.

Di seguito si riportano le principali caratteristiche geometriche dei tratti di muro.

pk inizio	pk fine	B [m]	Hm [m]	Hb [m]	Dp [m]	ip [m]	Lp [m]
153+743.00	153+766.87	1.00	3.80	5.50	0.8	1.0	8
153+766.87	153+811.57	1.00	4.80	5.50	1.0	1.0	10
153+811.57	153+963.84	1.00	3.80	5.50	0.8	1.0	8

con

B = base muro

Hm = altezza muro

Hb = altezza barriera

Dp = diametro palo

ip = interasse pali

Lp = lunghezza palo

Le analisi vengono effettuate con riferimento alle seguenti tipologia rappresentative:

Muri Tipo 1 da pk 153+743.00 a pk 153+766.87 e da pk 153+811.57 a pk 153+963.84

Muri Tipo 2 da pk 153+766.87 a pk 153+811.57

Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche di un'opera di sostegno interrata, con applicazione della Normativa D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL RI 09 B 0 001	Rev. B	Foglio 4 di 47

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni”;
- UNI EN 11104 luglio 2016 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1;
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1: Regole generali e regole per edifici”;
- D. M. Min. Il. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 Istruzione per l’applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;
- RFI DTC SI MA IFS 001 A - Manuale di Progettazione delle Opere Civili;
- RFI DTC SI SP IFS 001 A Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili.

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL RI 09 B 0 001	Rev. B	Foglio 5 di 47	

3 CRITERI GENERALI DI CALCOLO E VERIFICA

In ottemperanza al D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni), i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

3.1 Verifiche SLU

Gli stati limite ultimi delle opere interrato si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

Le verifiche agli stati limite ultimi devono essere eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU), collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR), raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche vengono condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1" e le relative combinazioni previste:

combinazione 1 → (A1+M1+R1) → STR

combinazione 2 → (A2+M2+R2) → GEO

Le combinazioni di carico di tipo A1 STR e A2 GEO vengono effettuate adottando i gruppi di azioni indicati in tabella 5.1.IV delle N.T.C. con i coefficienti parziali di sicurezza stradali indicati in tabella 5.1.V delle N.T.C. e i coefficienti di combinazione dei carichi stradali della tabella 5.1.VI delle N.T.C. presenti al capitolo 5.1.3.12 della norma.

Per quanto riguarda i coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (γ_M), si fa riferimento alla tabella 6.2.II delle N.T.C., mentre per quanto riguarda i coefficienti parziali per le verifiche agli stati limiti ultimi (γ_R) si fa riferimento alla tabella 6.5.I delle N.T.C..

Ai fini delle verifiche degli stati limiti ultimi si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limiti ultimi SLU:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limiti ultimi connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limiti ultimi connessi alla piena dell'Adige:

$$G_1 + G_2 + Ad + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

Le verifiche sono condotte confrontando le azioni resistenti R_d con le azioni sollecitanti E_d nel rispetto della seguente disuguaglianza $E_d \leq R_d$.

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL RI 09 B 0 001	Rev. B	Foglio 6 di 47	

3.2 Verifiche SLE

Le combinazioni di carico allo SLE vengono effettuate adottando i gruppi di azioni indicati in tabella 5.1.IV delle N.T.C. con i coefficienti di combinazione dei carichi stradali della tabella 5.1.VI delle N.T.C. presenti al capitolo 5.1.3.12 della norma.

Ai fini delle verifiche degli stati limiti di esercizio si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

$$\text{Quasi permanente} \Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{Frequente} \Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{Rara} \Rightarrow G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di formazione delle fessure: la verifica si esegue per la sezione interamente reagente determinando il momento di prima fessurazione e confrontandolo con quello sollecitante; se risulta $M_{cr} < M_{Ed}$ la verifica si considera soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.

Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate nell'Eurocodice 2-1, come indicato dal D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008, e valutata con le sollecitazioni relative alla Combinazioni Rara della normativa vigente sui ponti ferroviari. Le massime aperture ammissibili sono:

- condizioni ambientali aggressive e molto aggressive: $w_k \leq w_3 = 0.20 \text{ mm}$
- condizioni ambientali ordinarie: $w_k \leq w_3 = 0.30 \text{ mm}$

In ottemperanza a quanto prescritto dal Manuale di progettazione - Parte II/sezione II, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture si applica come limite di apertura delle fessure $w_k \leq w_3 = 0.20 \text{ mm}$.

Verifica delle tensioni di esercizio: si verifica che le tensioni di lavoro presenti nel calcestruzzo siano inferiori ai seguenti limiti:

- combinazione QP $\sigma_c < 0.40 f_{ck}$;
- combinazione Rara $\sigma_c < 0.55 f_{ck}$,

e che le tensioni di lavoro presenti nell'acciaio siano $\sigma_s < 0.75 f_{yk}$.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL RI 09 B 0 001	Rev. B	Foglio 7 di 47

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei sottoelencati materiali:

4.1 Calcestruzzo per magrone

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe Rck 15.

4.2 Calcestruzzo

Per la realizzazione dei pali si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza C25/30 (Rck ≥ 30 N/mm²) che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)	$\rightarrow f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a compressione	$\rightarrow f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$\rightarrow E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 31475 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$\rightarrow f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times f_{ck} / 1.5 = 14.16 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$\rightarrow f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione	$\rightarrow f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 1.79 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$\rightarrow f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.19 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\rightarrow \sigma_c = 0.55 \times f_{ck} = 13.75 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)	$\rightarrow \sigma_c = 0.40 \times f_{ck} = 10.00 \text{ N/mm}^2$

Si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza C30/37 (Rck ≥ 37 N/mm²) che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)	$\rightarrow f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a compressione	$\rightarrow f_{cm} = f_{ck} + 8 = 38 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$\rightarrow E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 32836 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$\rightarrow f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times f_{ck} / 1.5 = 17.00 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$\rightarrow f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 2.89 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione	$\rightarrow f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.02 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$\rightarrow f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\rightarrow \sigma_c = 0.55 \times f_{ck} = 16.50 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)	$\rightarrow \sigma_c = 0.40 \times f_{ck} = 12.00 \text{ N/mm}^2$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL RI 09 B 0 001	Rev. B	Foglio 8 di 47

4.3 Acciaio per cemento armato

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C saldabile, controllato in stabilimento e che presentano le seguenti caratteristiche:

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento f_y	≥ 450 MPa
Limite di rottura f_t	≥ 540 MPa
Allungamento totale al carico massimo A_{gt}	$\geq 7.5\%$
Rapporto f_t/f_y	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_{y \text{ misurato}}/f_{y \text{ nom}}$	$\leq 1,25$

Tensione di snervamento caratteristica	$\rightarrow f_{yk} \geq 450$ N/mm ²
Tensione caratteristica a rottura	$\rightarrow f_{tk} \geq 540$ N/mm ²
Tensione in condizione di esercizio (comb. Rara)	$\rightarrow \sigma_s = 0.75 \cdot f_{yk} = 337.50$ N/mm ²
Fattore di sicurezza acciaio	$\rightarrow \gamma_s = 1.15$
Resistenza a trazione di calcolo	$\rightarrow f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.30$ N/mm ²

4.4 Durabilità e prescrizioni sui materiali

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

Per le opere della presente relazione si adotta quanto segue:

<u>Pali</u>	CLASSE DI ESPOSIZIONE	XC2
<u>Muri in elevazione</u>	CLASSE DI ESPOSIZIONE	XC4

4.5 Copriferro minimo e copriferro nominale

Al fine di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale C_{nom} è somma di due contributi, il copriferro minimo C_{min} e la tolleranza di posizionamento h . Vale pertanto: $C_{nom} = C_{min} + h$.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL RI 09 B 0 001	Rev. B	Foglio 9 di 47

Considerate le condizioni ambientali dell'opera e le classi di resistenza del calcestruzzo, si adotta un copriferro nominale pari a $c_{nom} = 60$ mm per i pali e pari a $c_{nom} = 50$ mm e per i muri in elevazione.

5 PARAMETRI SISMICI

Le opere sono ubicate nel comune di Verona.

I corrispondenti valori delle caratteristiche sismiche per lo SLV ($TR=1424$ anni) sono i seguenti:

$$a_g = 0.233g$$

$$F_0 = 2.434;$$

$$T^*_c = 0.284 \text{ s};$$

Per quanto riguarda il sottosuolo su cui insiste l'opera, si assume che ricada in categoria sismica "C" e categoria topografica "T1". Il coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica risultano quindi:

$$S_S = 1.360$$

$$S_T = 1.0$$

L'accelerazione massima orizzontale viene valutata pari a:

$$a_{max} (SLV) = S a_g = 1.360 \times 1.00 \times 0.233 g = 0.317 g$$

In base al valore dell'accelerazione ed alla categoria sismica del sottosuolo, il valore del parametro β_m è pari a 0.31, da cui si ottiene:

$$k_h = 0.09827$$

$$k_v = 0.049135$$

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL RI 09 B 0 001	Rev. B	Foglio 10 di 47

6 PARAMETRI GEOTECNICI

I parametri geotecnici caratteristici impiegati per caratterizzare i materiali da rilevato, sono:

$$\phi'_k = 38^\circ$$

$$\gamma_m = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$$

Per quanto riguarda il terreno di fondazione, in base alle caratteristiche geotecniche riportate nella Relazione Geotecnica Generale con riferimento alla tratta in esame, si assumono i seguenti parametri:

Muro tipo 1

Stratigrafia di progetto

da	a	Descrizione strato
Piano fondazione	1.5 m	Riporto
1.5 m	10 m	Ghiaie
10 m	28 m	Sabbie
28 m	>28 m	Ghiaie

Parametri geotecnici caratteristici di progetto del terreno di fondazione

Strato	γ_{saturo} [kN/m ³]	ϕ [°]	c' [kPa]	c_u [kPa]	E [MPa]
Riporto	Trascurato ai fini progettuali				
Ghiaie	19	37	0	-	50-80
Sabbie	19	37	0	-	120
Ghiaie	19	37	0	-	>200

Ai fini delle verifiche si considerano i parametri geotecnici del primo strato.

Livello di falda

Non interferente con l'opera.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento E12 CL RI 09 B 0 001	Rev. B	Foglio 11 di 47

Muro tipo 2

Stratigrafia di progetto

da	a	Descrizione strato
Piano fondazione	10 m	Ghiaie
10 m	28 m	Sabbie
28 m	>28 m	Ghiaie

Parametri geotecnici caratteristici di progetto del terreno di fondazione

Strato	γ_{saturo} [kN/m ³]	ϕ [°]	c' [kPa]	c_u [kPa]	E [MPa]
Ghiaie	19	37	0	-	50-80
Sabbie	19	37	0	-	120
Ghiaie	19	37	0	-	>200

Ai fini delle verifiche si considerano i parametri geotecnici del primo strato.

Livello di falda

Non interferente con l'opera.

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL RI 09 B 0 001	Rev. B	Foglio 12 di 47	

7 ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari assunti per le verifiche.

Le condizioni elementari di carico di seguito determinate saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

calcestruzzo armato: $\gamma_{c.a.} = 25 \text{ kN/m}^3$

rilevato: $\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$

7.1.1 Peso proprio strutture

muro $S \times \gamma_{c.a.}$

7.1.2 Spinta del terreno in rilevato

In presenza di cordolo in alzato rispetto al p.c. si considera la spinta del rilevato su di esso.

La spinta delle terre è calcolata con la teoria di Coulomb.

La spinta statica dovuta alla presenza del terrapieno è data da:

$$S_{st} = \frac{1}{2} \times \gamma_t \times H^2 \times K_a$$

in cui:

γ_t = peso volumico del terreno;

H = altezza del terrapieno;

K_a = coefficiente di spinta attiva valutato = $\tan^2 (45-\phi/2)$

Tale spinta è applicata a $1/3$ H.

7.1.3 Azioni trasmesse dalla barriera antirumore

Azioni verticali

Il peso proprio è costituito dal peso dei pannelli fonoassorbenti in acciaio inox e di quelli fonoisolanti in vetro stratificato, oltre che dai montanti.

Di seguito si riportano i pesi impiegati nel calcolo delle sollecitazioni:

pannello fonoassorbenti e fonoisolanti	0.50 kPa
pannello cls	3.60 kPa
montanti in acciaio	1.90 kPa
TOT.	6.00 kPa

Azioni orizzontali

In accordo con quanto previsto dalle NTC 2008 par. 5.2.2.1.1, per quanto riguarda i ponti ferroviari è necessario prevedere le azioni associate all'introduzione di barriere antirumore.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL RI 09 B 0 001	Rev. B	Foglio 13 di 47

Si prevede l'installazione di una barriera antirumore di altezza 2.75 m da testa muro.

Su tali elementi agiscono sia gli effetti aerodinamici associati al passaggio dei convogli ferroviari, definiti al punto 5.2.2.7, sia l'azione del vento, definita al punto 5.2.2.5.1.

Per quanto riguarda le azioni aerodinamiche, in riferimento al caso di superfici verticali parallele al binario, per una distanza $a_g = 4.30$ m ed una velocità di progetto $v = 300$ km/h, si ottiene un valore caratteristico dell'azione pari a:

$$q_k = 0.65 \text{ kPa}$$

A favore di sicurezza, non vengono applicati i coefficienti riduttivi dipendenti dalla sagoma del treno.

Per quanto riguarda l'azione del vento, in riferimento al paragrafo 3.3 delle NTC, per una Zona 1, categoria di esposizione del sito IV e coefficiente di rugosità B, si ottiene:

$$v_b = v_{b,0} = 25 \text{ m/s} \quad (a_s = 116.40\text{m} < a_0 = 1000 \text{ m per la Zona 1})$$

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = 0.5 \times 1.25 \text{ kg/m}^3 \times 25^2 \text{ m}^2/\text{s}^2 = 390.62 \text{ N/m}^2$$

$$C_e (z_{\min} = 8\text{m}) = 1.634 \quad (k_r = 0.22; C_t = 1; z = 6.75\text{m} < z_{\min} = 8\text{m})$$

$$C_p = 0.8$$

$$C_d = 1.0$$

$$p_{\text{vento}} = 390.62 \times 1.634 \times 0.80 \times 1.00 = 510.62 \text{ N/m}^2 = 0.51 \text{ kPa}$$

La somma dei valori ricavati è quindi inferiore al valore minimo, pari a 2.50 kPa per linee con velocità superiore a 200km/h, prescritto nelle "Prescrizioni tecniche integrative e provvisorie per la progettazione delle Barriere Antirumore". Pertanto, si assumerà il valore di progetto:

$$p_{\text{tot}} = p_{\text{vento}} + q_k = 2.50 \text{ kPa}$$

Per quanto riguarda gli SLU, le azioni vengono combinate come indicato al punto 5.2.3.3.1, mentre per quanto riguarda gli SLE le azioni vengono combinate come indicato al punto 5.2.3.3.2 delle NTC.

I due carichi sono considerati come carichi secondari con applicazione dei coefficienti ψ_0 pari a 0.6 per l'azione del vento e 0.8 per la sovraspinta aerodinamica.

7.1.4 Azione dovuta all'urto da traffico ferroviario – azione eccezionale

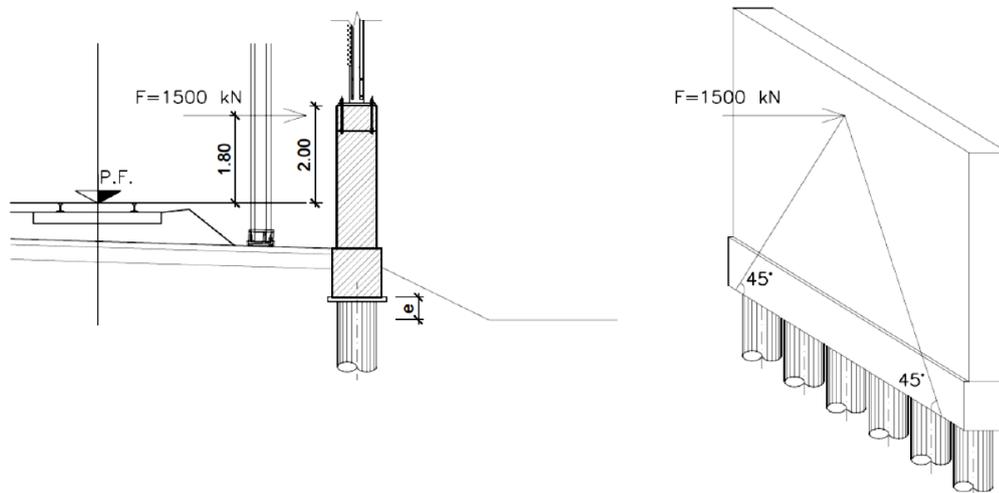
Il carico orizzontale considerato è quello della combinazione eccezionale di urto del convoglio ferroviario sul muro di mitigazione, per un valore di 1500 kN come indicato nelle NTC 3.6.3.4.

Questa forza è applicata a 1,8 m dal piano ferro e per valutarne la componente in corrispondenza dell'intradosso del cordolo di testa dei pali viene effettuata una diffusione del carico a 45°.

L'eccentricità del carico considerata nella formulazione di Broms, considerando la diffusione appena citata, è pari alla distanza tra l'intradosso del cordolo e il punto in cui l'interazione palo - terreno può essere completamente considerata.

Di seguito si riporta lo schema di carico.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL RI 09 B 0 001	Rev. B	Foglio 14 di 47



Schema di carico

7.1.5 Azioni sismiche

Si considera un'accelerazione pari ad a_{max} secondo un approccio pseudo-statico.

8 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al cap. 2 delle N.T.C..

8.1.1 Combinazioni per la verifica allo SLU

Le verifiche agli stati limite ultimi sono eseguite in riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU), collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR), raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche vengono condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1" e le relative combinazioni previste:

combinazione 1 → (A1+M1+R1) → STR

combinazione 2 → (A2+M2+R1) → GEO

Le combinazioni di carico di tipo A1 STR e A2 GEO vengono effettuate adottando i gruppi di azioni indicati in tabella 5.1.IV delle N.T.C. con i coefficienti parziali di sicurezza stradali indicati in tabella 5.1.V delle N.T.C. e i coefficienti di combinazione dei carichi stradali della tabella 5.1.VI delle N.T.C. presenti al capitolo 5.1.3.12 della norma.

Per quanto riguarda i coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (γ_M), si fa riferimento alla tabella 6.2.II delle N.T.C., mentre per quanto riguarda i coefficienti parziali per le verifiche agli stati limiti ultimi (γ_R) si fa riferimento alla tabella 6.5.I delle N.T.C..

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL RI 09 B 0 001	Rev. B	Foglio 15 di 47	

Ai fini delle verifiche degli stati limiti ultimi si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limiti ultimi SLU:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limiti ultimi connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limiti ultimi connessi all'azione dell'urto:

$$G_1 + G_2 + Ad + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

8.1.2 Combinazioni per la verifica allo SLE

Le combinazioni di carico allo SLE vengono effettuate adottando i gruppi di azioni indicati in tabella 5.1.IV delle N.T.C. con i coefficienti di combinazione dei carichi stradali della tabella 5.1.VI delle N.T.C. presenti al capitolo 5.1.3.12 della norma.

Ai fini delle verifiche degli stati limiti di esercizio si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

$$\text{Quasi permanente} \Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{Frequente} \Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{Rara} \Rightarrow G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

9 CONSIDERAZIONE SUI CARICHI DI PROGETTO

Trattandosi di muri di mitigazione il carico dimensionante è quello dovuto all'urto da traffico ferroviario combinato con i carichi Permanneti in combinazione eccezionale.

Considerando infatti una massima diffusione del carico d'urto di 9.20 m, una'altezza soggetta all'azione del vento di 3 m ed un'altezza di muro pari a 4.8 m, si nota quanto segue:

$$\text{Carico d'urto} = 1500 \text{ kN} / 9.2 \text{ m} = 163 \text{ kN/m}$$

$$\text{Vento SLE} = 1.0 \times 2.5 \text{ kPa} \times 8.5 \text{ m} = 21.25 \text{ kN/m}$$

$$\text{Vento SLU} = 1.5 \times 2.5 \text{ kPa} \times 8.5 \text{ m} = 31.875 \text{ kN/m}$$

$$\text{Sisma} = (6 \text{ kPa} \times 5.5 \text{ m} + 25 \text{ kN/m}^3 \times 1 \text{ m} \times 4.8 \text{ m}) \times 0.317 = 48.5 \text{ kN/m}$$

Il carico d'urto è:

5 volte superiore all'azione del vento allo SLU

7 volte superiore all'azione del vento allo SLE

3 volte superiore all'azione sismica SLV

Le verifiche dimensionanti ai fini progettuali sono pertanto quelle nella combinazione eccezionale, ritenendo le altre verifiche implicitamente soddisfatte per quanto sopra illustrato.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL RI 09 B 0 001	Rev. B	Foglio 16 di 47

10 CRITERI DI VERIFICA

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D. M.14.01.2008 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

Le verifiche a taglio sono svolte considerando il metodo del traliccio ad inclinazione variabile.

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di formazione delle fessure: la verifica si esegue per la sezione interamente reagente determinando il momento di prima fessurazione e confrontandolo con quello sollecitante; se risulta $M_{cr} < M_{Ed}$ la verifica si considera soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.

Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate nell'Eurocodice 2-1, come indicato dal D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008, e valutata con le sollecitazioni relative alla Combinazioni Rara della normativa vigente sui ponti ferroviari. Le massime aperture ammissibili sono:

- condizioni ambientali aggressive e molto aggressive: $w_k \leq w_3 = 0.20 \text{ mm}$
- condizioni ambientali ordinarie: $w_k \leq w_3 = 0.30 \text{ mm}$

In ottemperanza a quanto prescritto dal Manuale di progettazione - Parte II/sezione II, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture si applica come limite di apertura delle fessure $w_k \leq w_3 = 0.20 \text{ mm}$.

Verifica delle tensioni di esercizio: si verifica che le tensioni di lavoro presenti nel calcestruzzo siano inferiori ai seguenti limiti:

- combinazione QP $\sigma_c < 0.40 f_{ck}$;
- combinazione Rara $\sigma_c < 0.55 f_{ck}$,

e che le tensioni di lavoro presenti nell'acciaio siano $\sigma_s < 0.75 f_{yk}$.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL RI 09 B 0 001	Rev. B	Foglio 17 di 47

11 MURO TIPO 1

11.1.1 Verifiche strutturali

Le sollecitazioni nei pali di fondazione vengono calcolate per mezzo di un modello fem mediante il codice di calcolo MIDAS GEN 2021.

Il muro è modellato con elementi finiti tipo plate mentre i pali con elementi finiti tipo beam; l'interazione terreno-pali è modellata mediante molle elastiche alla Winkler di costante elastica uniforme come segue:

$$k = E/d = 50000 \text{ kPa} / 1 \text{ m} = 50000 \text{ kN/m}^3$$

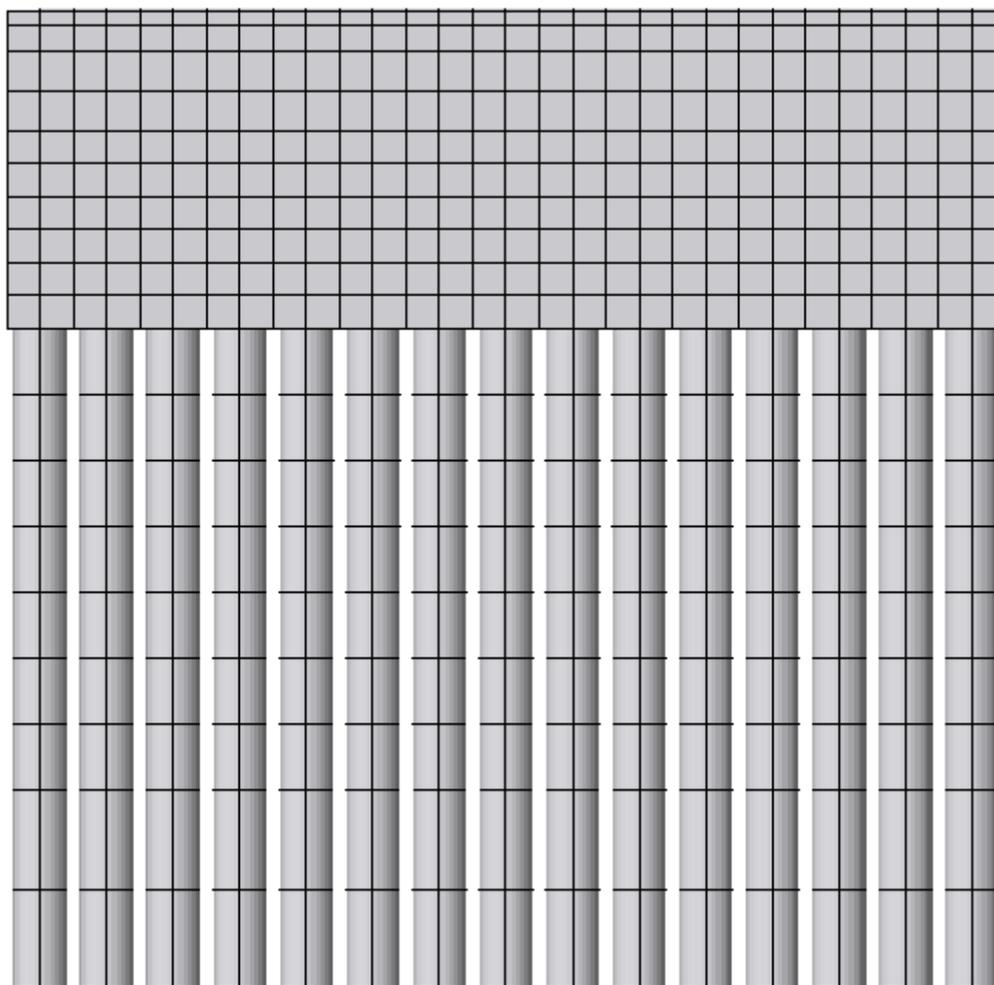
considerando tuttavia l'interazione tra i pali affiancati si assume una rigidezza inferiore pari a 1/5 di quella relativa al palo singolo, comunque ponendosi dal lato della sicurezza:

$$50000 \text{ kN/m}^3 / 5 = 10000 \text{ kN/m}^3$$

Si trascura il contributo del terreno nei primi 1.5 m (terreno di riporto).

Si considera la testa del palo coincidente con l'intradosso del muro.

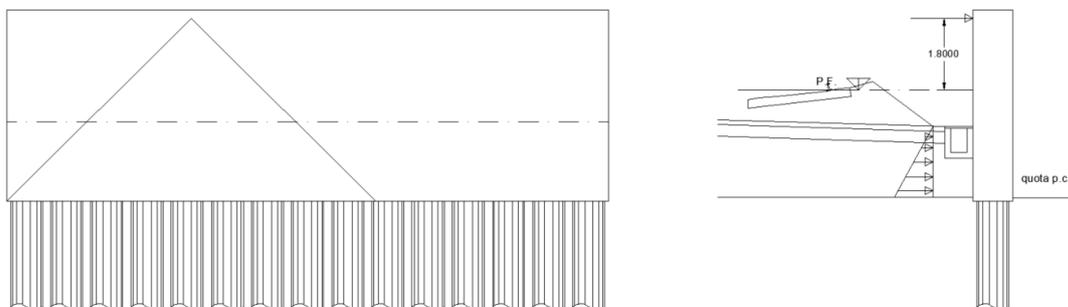
Di seguito si riporta il modello fem.



Modello fem

Verifiche SLU

Per il carico d'urto si considera il seguente schema:



Schema di carico per urto

Verifiche muro in elevazione

Flessione

Il momento resistente è pari a 912 kNm/m.

Verifica C.A. S.L.U. - File: _ □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° strati barre

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	26.55	91

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	kN
M _{xEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C	C30/37
E _{su} 67.5 %	E _{c2} 2 %
f _{yd} 391.3 N/mm ²	E _{cu} 3.5
E _s 200.000 N/mm ²	f _{cd} 17
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0.8 ?
E _{syd} 1.957 %	σ _{c,adm} 11.5
σ _{s,adm} 255 N/mm ²	τ _{co} 0.6933
	τ _{c1} 2.029

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett.

L₀ cm

Precompresso

M_{xRd} kNm

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_c ‰

ε_s ‰

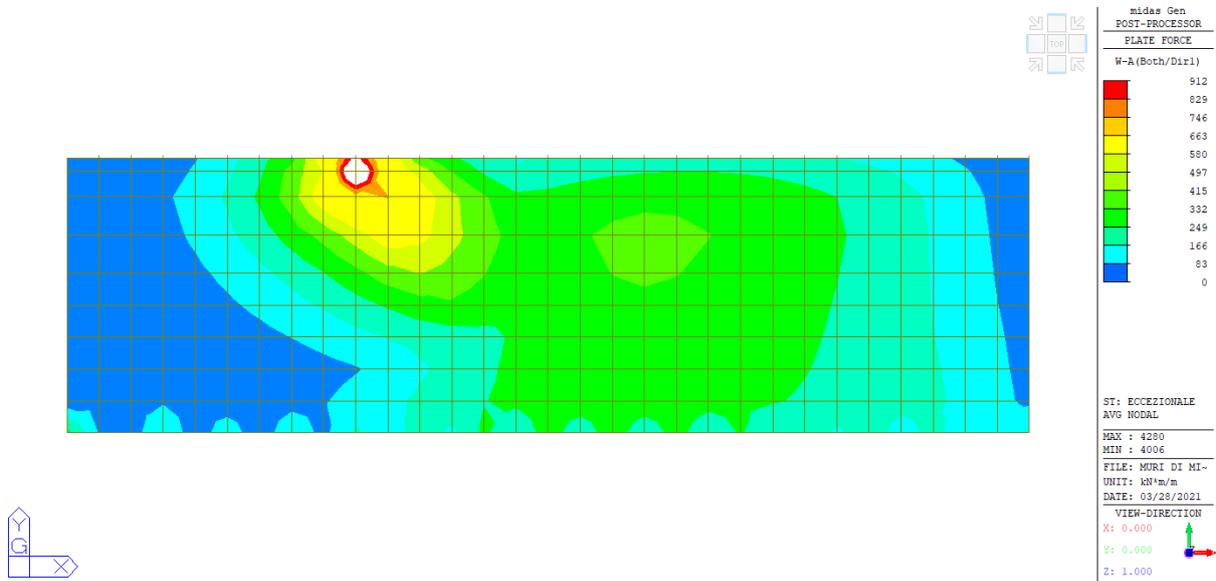
d cm

x x/d

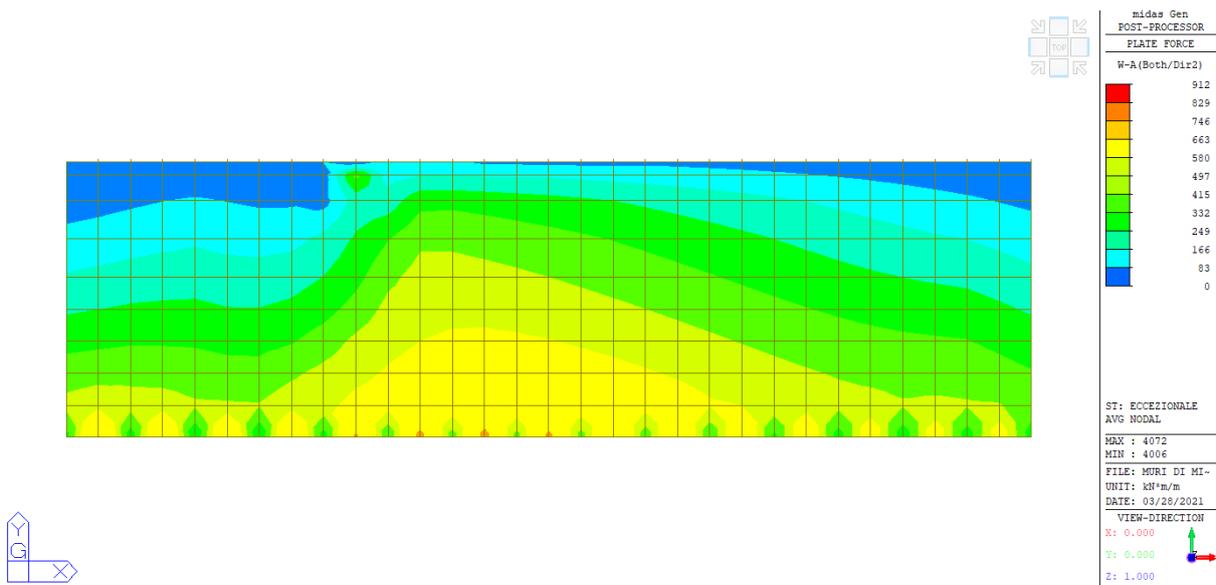
δ

Di seguito si riporta la mappa a colori delle sollecitazioni flessionali nelle due direzioni valutate con il metodo di Wood-Armer.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL RI 09 B 0 001	Rev. B	Foglio 19 di 47



Momento direzione x [kNm/m]



Momento direzione y [kNm/m]

I momenti sollecitanti sono inferiori al valore resistente.

Si trascura il picco elastico in corrispondenza del punto di applicazione del carico, dovuto alla natura puntuale del carico applicato in relazione alla soluzione con la teoria dell'elasticità, ma non significativo ai fini pratici progettuali.

Taglio

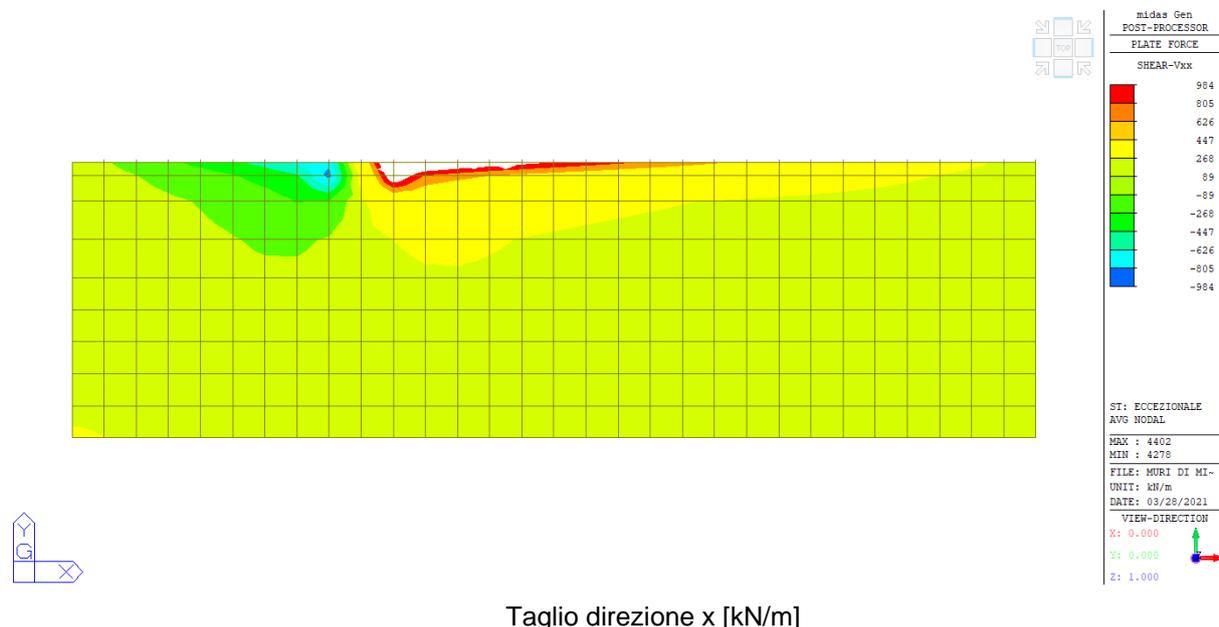
Si considera un'armatura a taglio in spilli $\varnothing 16 / 40 \times 40$.

Il taglio resistente è pari a 984 kN/m.

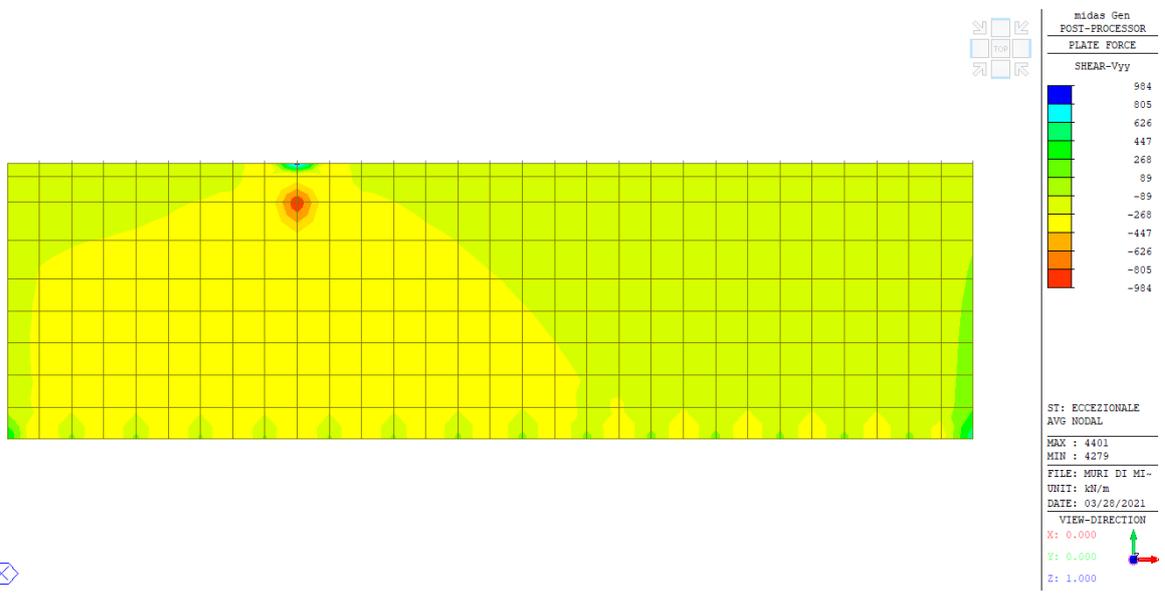
GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL RI 09 B 0 001	Rev. B	Foglio 20 di 47

§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	16	[mm]
Numero di braccia	n_b	2.5	[-]
Passo delle staffe	s	400	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	21.8	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	503	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	819	[mm]
Cotangente di θ	cot θ	2.50	[-]
		2.50	[-]
Cotangente di α	cot α	0.00	[-]
		0.00	[-]
Seno di α	sin α	1.00	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)			
	V_{Rsd}	984.44	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	8.50	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)			
	V_{Rcd}	2400.39	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per cot $\theta = 1$	$A_{sw,max}$	5331.82	[mm]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente			
	V_{Rd}	984.44	[kN]
§ 4.1.2.1.3.3 - TAGLIO MASSIMO SOPPORTABILE DALLA TRAVE			
Resistenza massima a taglio della trave			
	V_{Rd}	3867.50	[kN]

Di seguito si riporta la mappa a colori delle sollecitazioni taglianti nelle due direzioni



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento E12 CL RI 09 B 0 001	Rev. B	Foglio 21 di 47



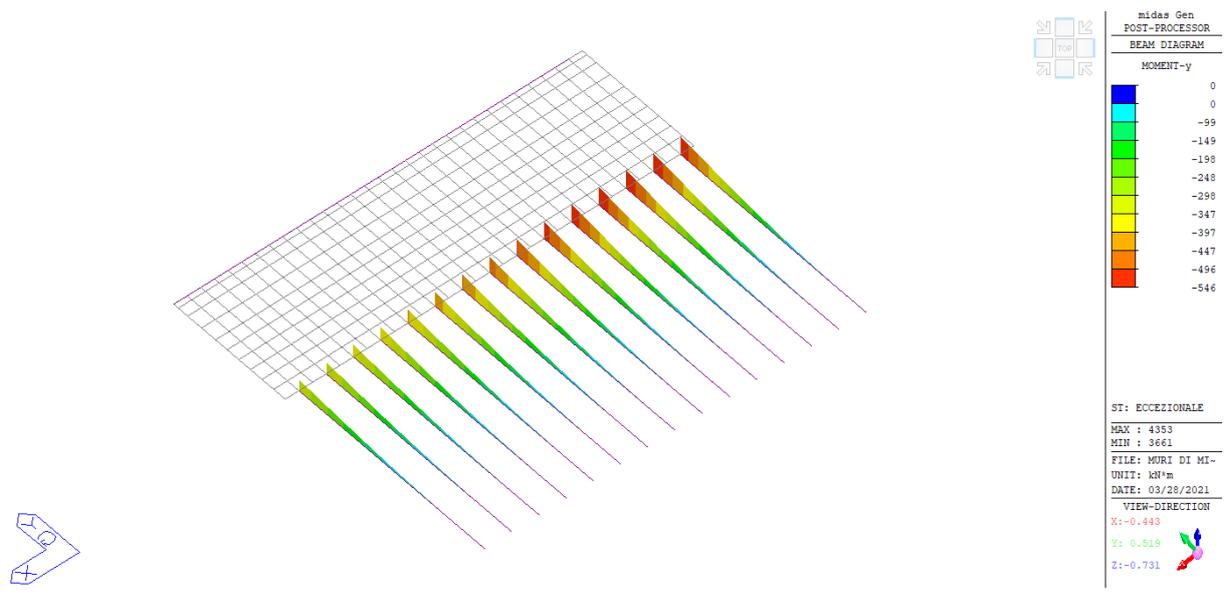
Taglio direzione y [kN/m]

I tagli sollecitanti sono inferiori al valore resistente.

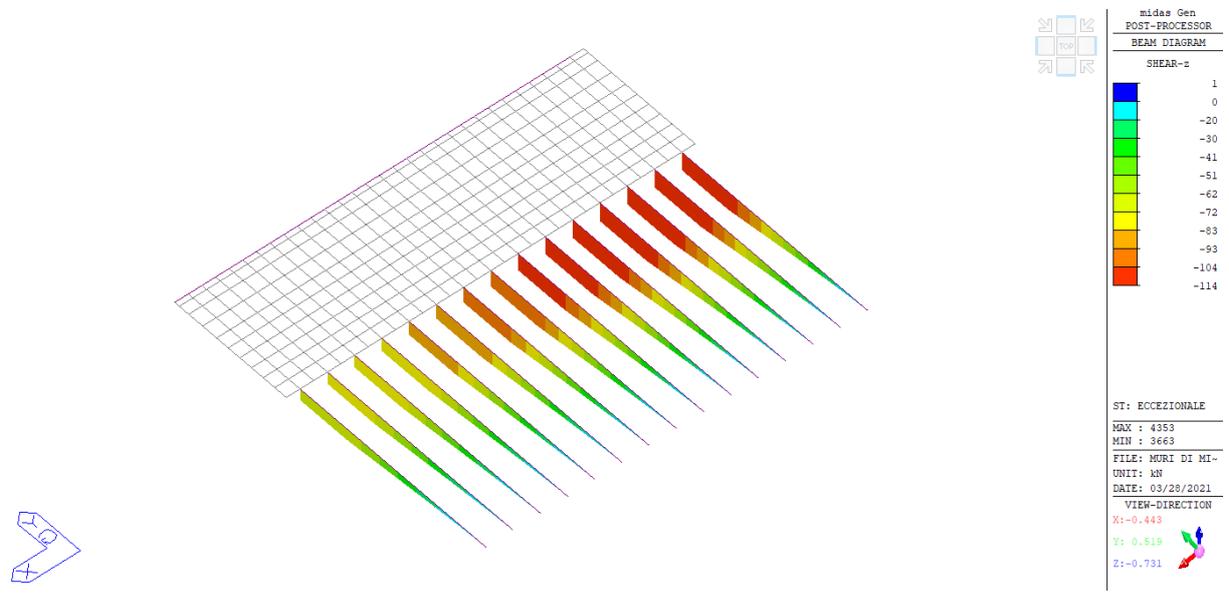
Si trascura il picco elastico in corrispondenza del punto di applicazione del carico, dovuto alla natura puntuale del carico applicato in relazione alla soluzione con la teoria dell'elasticità, ma non significativo ai fini pratici progettuali.

Verifiche pali

Di seguito si riportano le sollecitazioni di flessione e taglio.



Momento [kNm]



Taglio [kN]

$V_{Ed} = 114 \text{ kN}$
 $M_{Ed} = 546 \text{ kNm}$

Verifica a flessione

Verifica C.A. S.L.U. - File: palo muri di mitigazione

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 50 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 40
 Diametro barre: 2.6 [cm]
 Copriferro (baric.): 10.9 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

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

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C		C25/30	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200.000 N/mm ²	f_{cd}	14.17 N/mm ²
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75 N/mm ²
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.6 N/mm ²
		τ_{c1}	1.829 N/mm ²

M_{xRd} 2,574 kN m

σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 5.817 ‰
 d 89.1 cm
 x 33.47 x/d 0.3757
 δ 0.9096

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

$M_{Ed} < M_{Rd}$
 Verifica soddisfatta

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL RI 09 B 0 001	Rev. B	Foglio 23 di 47

Verifica a taglio

La verifica è condotta trascurando l'armatura a taglio; in accordo alla relazione di Kowalsky & Priestly (2000) si considera una sezione resistente pari all'80% di quella nominale.

$$V_{Ed} = 114 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = v_{min} \cdot A_v = 194 \text{ kN}$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{1.5} \cdot f_{ck}^{0.5} = 0.31 \text{ MPa}$$

$$k = 1 + (200/891)^{0.5} = 1.47$$

$$f_{ck} = 25$$

$$A_v = 628000 \text{ mm}^2$$

$$V_{Ed} < V_{Rd}$$

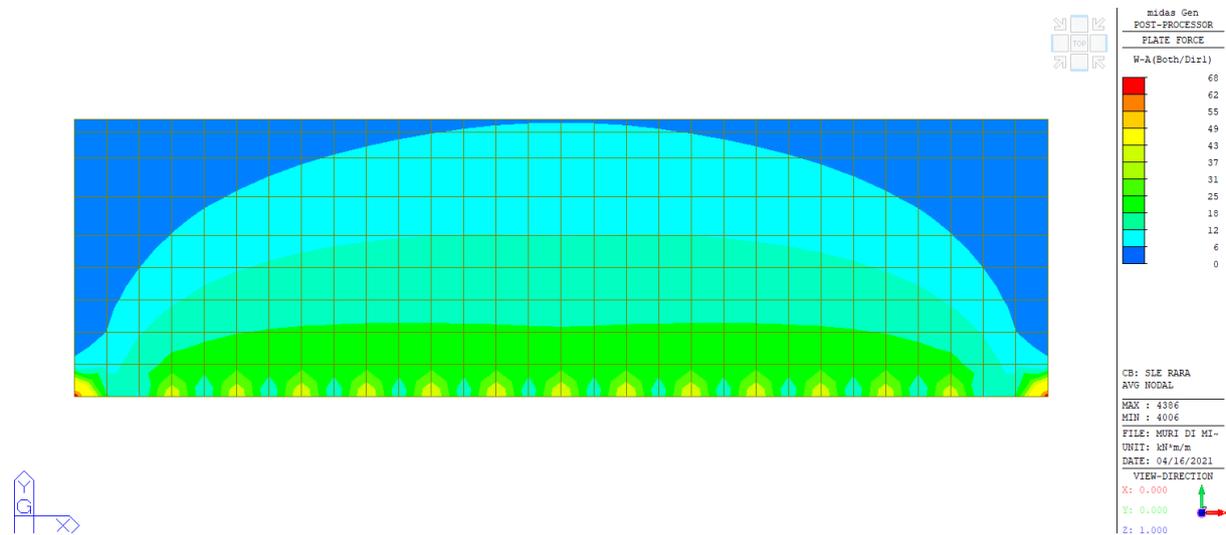
Verifica soddisfatta

Verifiche SLE

Verifica delle tensioni in esercizio ed a fessurazione

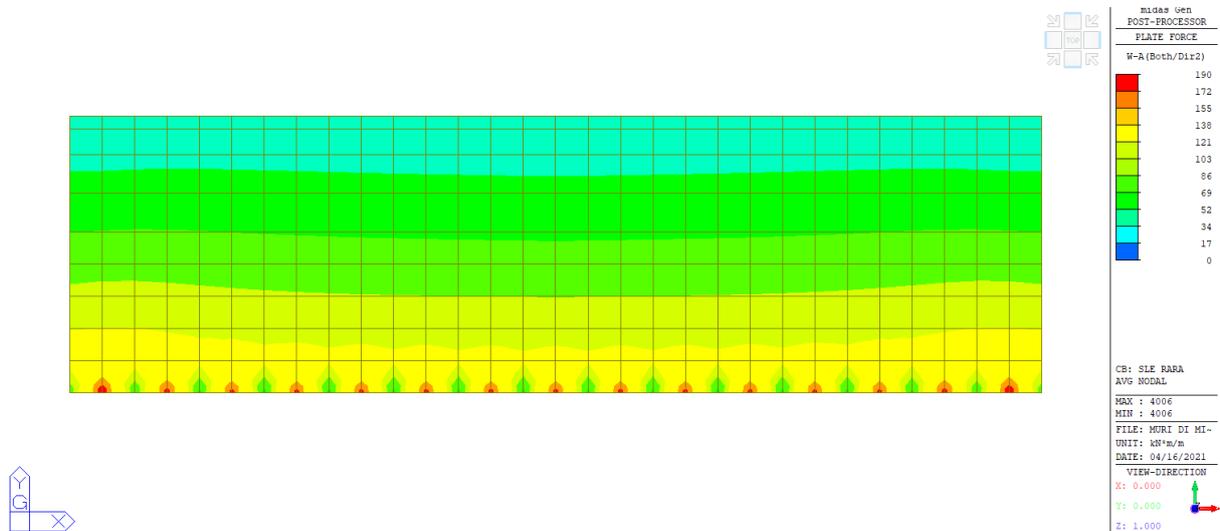
Verifiche muro in elevazione

Di seguito si riporta la mappa a colori delle sollecitazioni flessionali nelle due direzioni valutate con il metodo di Wood-Armer.



Momento direzione x [kNm/m]

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento E12 CL RI 09 B 0 001	Rev. B	Foglio 24 di 47



Momento direzione y [kNm/m]

Il massimo momento sollecitante è pari a 190 kNm/m.

Di seguito il calcolo degli sforzi.

Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica		
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	190.0 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	1000 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	90 [mm]
Altezza utile della sezione	d	910 [mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	2262 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	0 [mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	216.87 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	19700566847 [mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	18 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	352 [MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	2.09 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	100.27 [MPa]

$$\sigma_c < 0.40 \cdot f_{ck}$$

$$\sigma_s < 0.75 \cdot f_{yk}$$

Verifica soddisfatta

Di seguito il calcolo dell'ampiezza di fessure

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17 Lotto 12 Codifica Documento E12 CL RI 09 B 0 001 Rev. B Foglio 25 di 47

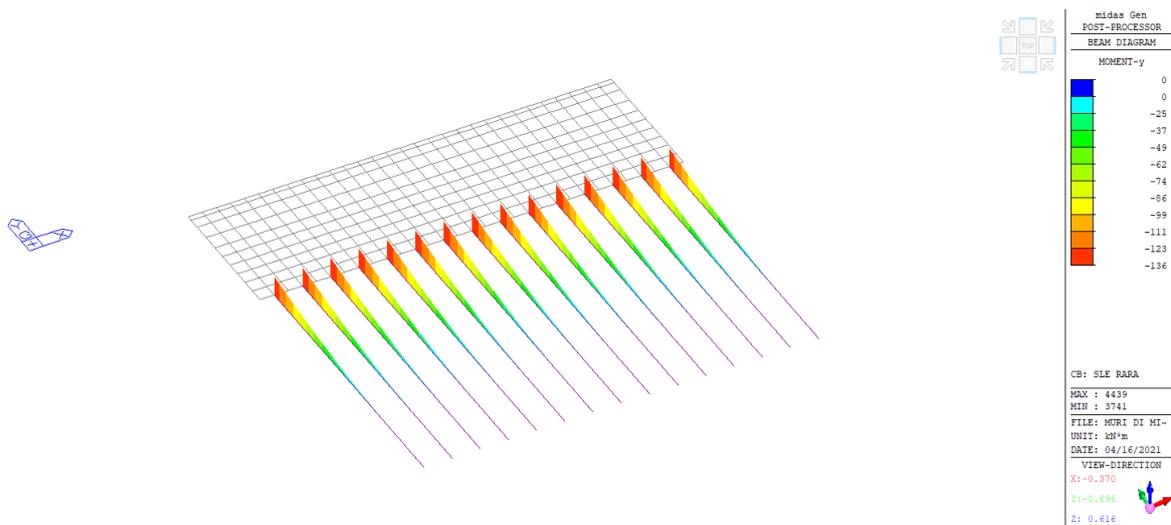
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica		
Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica	M_{Ed,caratt.}	190 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	216.87 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	100.27 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.9 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0.4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	225 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	225000 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.01005 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.09 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	-0.000110 [-]
		0.000301 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	24.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5 [-]
	k_3	3.4 [-]
	k_4	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	548.65 [mm]
		548.65 [mm]
Ampiezza delle fessure	W_k	0.1650 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	W_{max}	0.2 [mm]

$W_k < W_{max}$

Verifica soddisfatta

Verifiche pali

Di seguito si riportano le sollecitazioni di flessione.

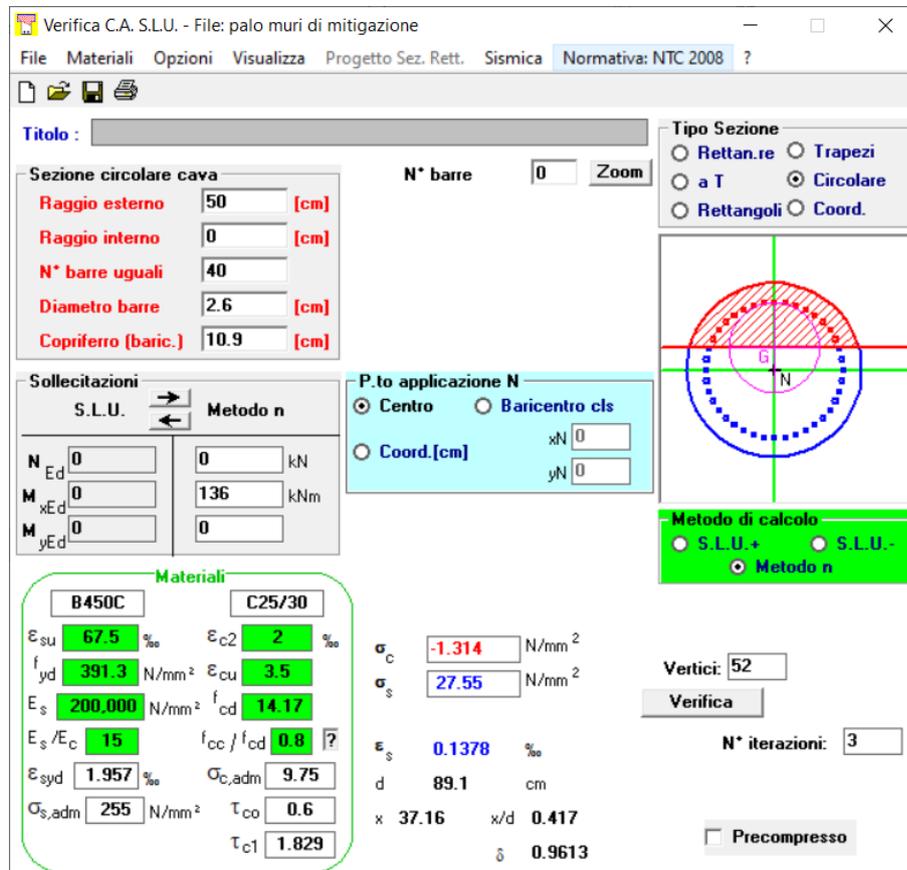


Momento [kNm]

Il massimo momento sollecitante è pari a 136 kNm/m.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 				
<p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 CL RI 09 B 0 001</p>	<p>Rev. B</p>	<p>Foglio 26 di 47</p>

Di seguito il calcolo degli sforzi.



Sezione circolare cava

Raggio esterno: 50 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N* barre uguali: 40
Diametro barre: 2.6 [cm]
Copriferro (baric.): 10.9 [cm]

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

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

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} : 67.5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 E_s : 200.000 N/mm² f_{cd} : 14.17 N/mm²
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 9.75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6
 τ_{c1} : 1.829

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo

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

Verifica

Vertici: 52
N* iterazioni: 3
 Precompresso

σ_c : -1.314 N/mm²
 σ_s : 27.55 N/mm²
 ϵ_s : 0.1378 ‰
d: 89.1 cm
x: 37.16 x/d: 0.417
 δ : 0.9613

$$\sigma_c < 0.40 \cdot f_{ck}$$

$$\sigma_s < 0.75 \cdot f_{yk}$$

Verifica soddisfatta

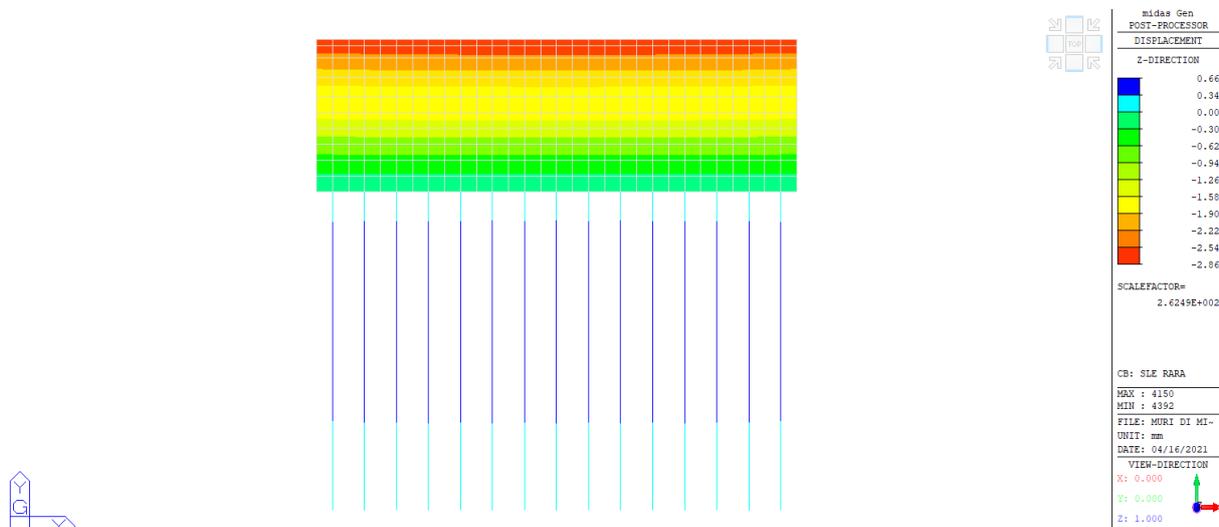
Alla luce del basso tasso di lavoro dell'acciaio la verifica a fessurazione è da ritenersi ampiamente soddisfatta.

Verifica di deformabilità

Nell'immagine seguente si riporta la deformata in condizioni di esercizio SLE RARA con riferimento agli spostamenti orizzontali.

Il massimo valore di spostamento è pari a 2.86 mm, da ritenersi compatibile con la funzionalità dell'opera; la verifica è soddisfatta.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento E12 CL RI 09 B 0 001	Rev. B	Foglio 27 di 47

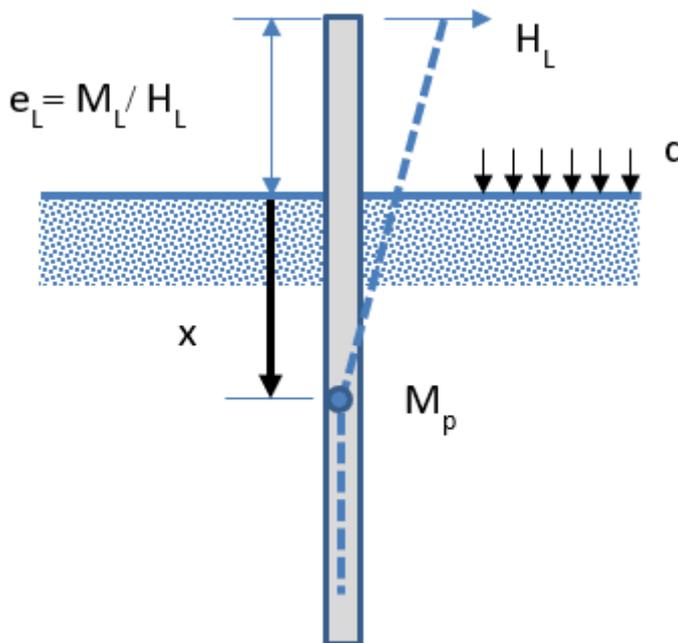


Spostamenti orizzontali [mm]

11.1.2 Verifiche geotecniche

Portata trasversale

La verifica è condotta con riferimento alla teoria di Broms, valutando il carico limite per una striscia di larghezza unitaria, con il seguente schema.



Schema di calcolo

Si assume la formazione di una cerniera plastica ad una profondità x , associata ad un momento resistente M_p . A tale profondità, il momento nel diaframma è massimo, pertanto il taglio è nullo. Quindi l'azione orizzontale è equilibrata dalla sola reazione offerta dal terreno nella porzione compresa tra piano campagna e la sezione in cui si è formata la cerniera plastica.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL RI 09 B 0 001	Rev. B	Foglio 28 di 47

$$H = \frac{1}{2}\gamma \cdot (K_p - K_A) \cdot x^2 + q \cdot (K_p - K_A) \cdot x$$

Ponendo $K_p - K_A = K^*p$

$$H = K_p^* \cdot \left(\frac{1}{2}\gamma \cdot x^2 + q \cdot x \right)$$

L'equilibrio alla rotazione impone che

$$H \cdot (x + e) - K_p^* \cdot \left(\gamma \cdot \frac{x^3}{6} + q \cdot \frac{x^2}{2} \right) - M_p = 0$$

ovvero

$$K_p^* \cdot \left(\frac{1}{2}\gamma \cdot x^2 + q \cdot x \right) \cdot (x + e) - K_p^* \cdot \left(\gamma \cdot \frac{x^3}{6} + q \cdot \frac{x^2}{2} \right) - M_p = 0$$

Questa equazione, nella sola incognita x , non è lineare ma può essere facilmente risolta o per tentativi o, ad esempio con il metodo di Newton-Raphson: si pone:

$$R(x) = K_p^* \cdot \left(\frac{1}{2}\gamma \cdot x^2 + q \cdot x \right) \cdot (x + e) - K_p^* \cdot \left(\gamma \cdot \frac{x^3}{6} + q \cdot \frac{x^2}{2} \right) - M_p = 0$$

Supponendo nota la soluzione \bar{x} , la funzione $R(x)$ può essere sviluppata in serie di Taylor nell'intorno della presunta soluzione:

$$R(x) \cong R(\bar{x}) + (x - \bar{x}) \cdot \frac{dR(\bar{x})}{dx} = 0$$

Cioè:

$$(x - \bar{x}) = -R(\bar{x}) \cdot \left(\frac{dR(\bar{x})}{dx} \right)^{-1}$$

Si parte da una soluzione \bar{x}_0 di primo tentativo e si calcola

$$\bar{x}_1 = \bar{x}_0 - R(\bar{x}_0) \cdot \left(\frac{dR(\bar{x}_0)}{dx} \right)^{-1}$$

Si itera, calcolando la soluzione i -esima

$$\bar{x}_i = \bar{x}_{i-1} - R(\bar{x}_{i-1}) \cdot \left(\frac{dR(\bar{x}_{i-1})}{dx} \right)^{-1}$$

fin tanto che $R(\bar{x}_{i-1})$ è maggiore della tolleranza voluta.

Ai fini della programmazione in un foglio di calcolo, valgono le seguenti espressioni

$$\begin{aligned} R(x) &= K_p^* \cdot \left[\gamma \cdot \left(\frac{x^2 \cdot e}{2} + \frac{x^3}{3} \right) + q \cdot \left(x \cdot e + \frac{x^2}{2} \right) \right] - M_p; \quad \frac{dR(x)}{dx} \\ &= K_p^* \cdot [\gamma \cdot (x \cdot e + x^2) + q \cdot (e + x)] \end{aligned}$$

Raggiunta la soluzione in termini di profondità \bar{x} della cerniera plastica, la resistenza laterale è

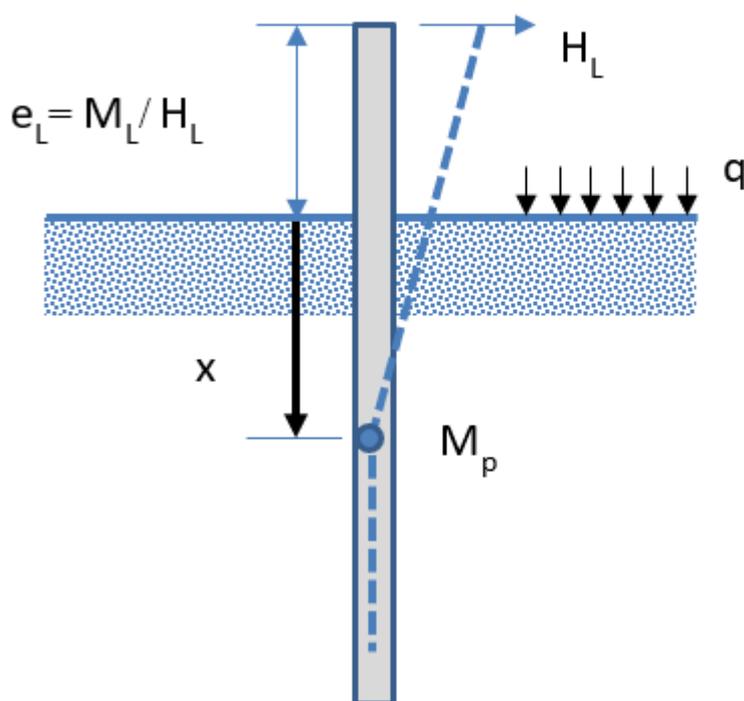
$$H = K_p^* \cdot \left(\frac{1}{2}\gamma \cdot \bar{x}^2 + q \cdot \bar{x} \right)$$

Nel quadro normativo $R_d = H / (\xi_3 \cdot \gamma_R)$.

Di seguito il calcolo del taglio resistente.

Resistenza laterale pali di mitigazione - sezione tipo 1

Broms (1969)



$$K_p := 4.395 \quad K_a := 0.228 \quad \gamma := 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad M_p := 2574 \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}} \quad q := 0\text{kPa} \quad e := 4.224\text{m} + 1.5\text{m}$$

$$\xi_3 := 1.55 \quad \gamma_T := 1.3$$

$$R(x) := (K_p - K_a) \cdot \left[\gamma \left(\frac{x^2 \cdot e}{2} + \frac{x^3}{3} \right) + q \left(x \cdot e + \frac{x^2}{2} \right) \right] - M_p$$

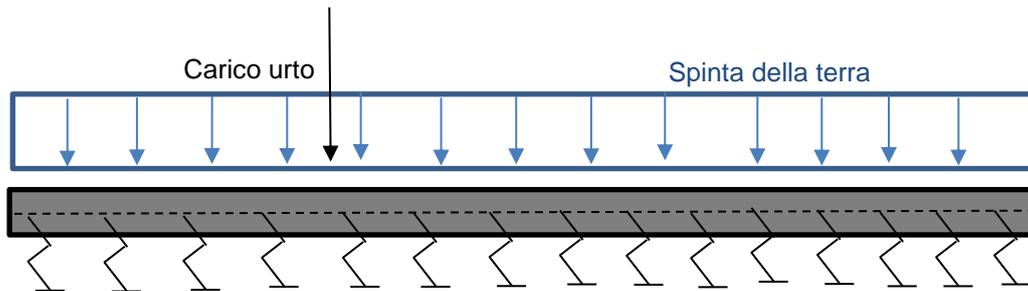
$$x_s := \begin{cases} b \leftarrow 0.1\text{m} & = 2.912\cdot\text{m} \\ \text{while } |R(b)| > 1 \cdot \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}} \\ \quad \left| \begin{array}{l} db \leftarrow \frac{-R(b)}{\frac{d}{db} R(b)} \\ b \leftarrow b + db \end{array} \right. \\ b \end{cases}$$

$$H_{\text{lim}} := (K_p - K_a) \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot x_s^2 + q \cdot x_s \right) = 335.787 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

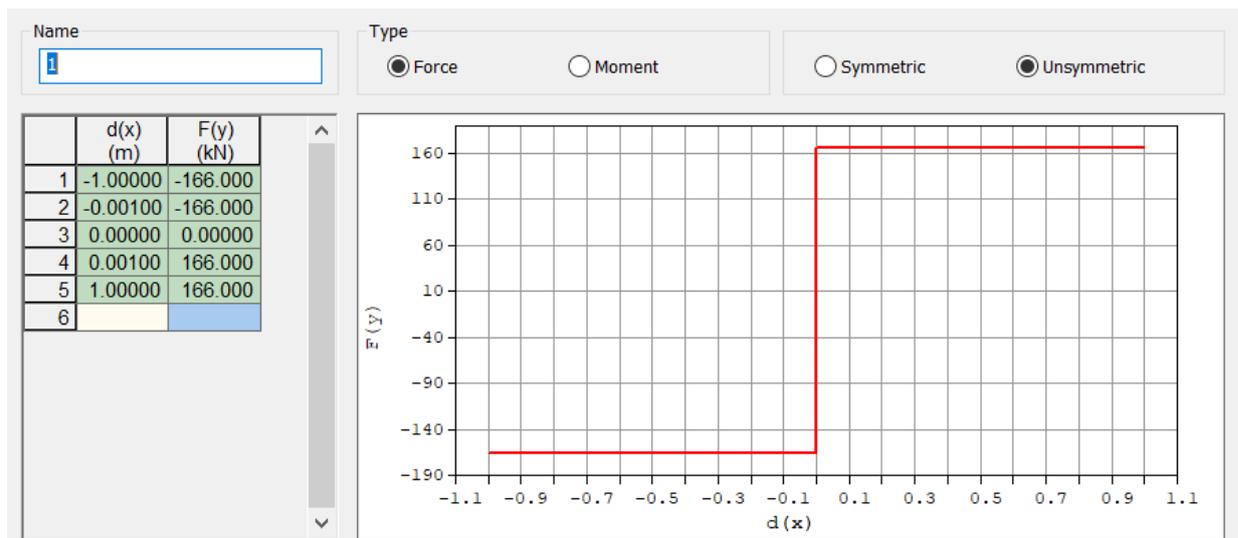
$$H_{Rd} := \frac{H_{\text{lim}}}{\gamma_T \cdot \xi_3} = 166.644 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Per tenere conto dell'effetto globale in termini distributivi sui pali, si considera il seguente schema, realizzato mediante un modello fem in cui i pali sono modellati con molle rigido-plastiche di capacità pari alla resistenza a taglio del palo singolo.

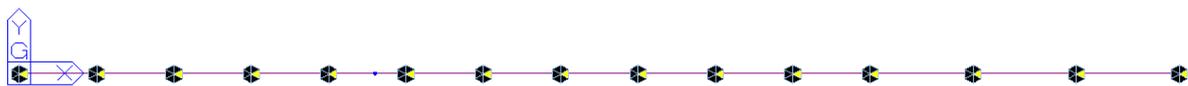
La risoluzione dell'analisi non lineare comporta il soddisfacimento dell'equilibrio conseguentemente della verifica trasversale globale.



Schema di calcolo – vista dall'alto



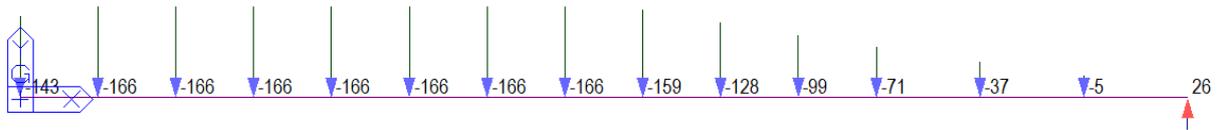
Legame costitutivo della molla non lineare



Modello fem

Di seguito si riportano le reazioni sulle molle.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL RI 09 B 0 001	Rev. B	Foglio 31 di 47



Reazioni sulle molle

Poiché l'equilibrio è garantito la verifica è soddisfatta.

Portata verticale

L'azione verticale sollecitante il palo è pari a:

peso barriera: $1.5 \times 6 \text{ kPa} \times 5.5 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 50 \text{ kN}$

peso muro: $1.5 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 1 \text{ m} \times 4.8 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 180 \text{ kN}$

peso proprio palo: $1.3 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 0.785 \text{ m}^2 \times 10 \text{ m} = 255 \text{ kN}$

TOT. 455 kN SLU

Portata verticale pali

Raccomandazioni AGI 1984

$D := 1000\text{mm}$

$$\gamma_t := 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \gamma_w := 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$\phi := 37$

$$N_q := 0.24 \cdot e^{0.122 \cdot \phi} = 21.909 \quad (\text{Berezantzev 1965})$$

$z_w := 10\text{m}$

$$\sigma_{pv}(z) := \begin{cases} \gamma_t \cdot z & \text{if } z < z_w \\ \gamma_t \cdot z_w + (\gamma_t - \gamma_w) \cdot (z - z_w) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$k := 0.7 \quad \delta := 37^\circ$

$$\tau(z) := \begin{cases} 0 & \text{if } z < 1.5\text{m} \\ \sigma_{pv}(z) \cdot k \cdot \tan(\delta) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$Q_L(z) := \pi \cdot D \cdot \int_{0\text{m}}^z \tau(z) \, dz$$

$$Q_p(z) := \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot N_q \cdot \sigma_{pv}(z)$$

$$R_d(z) := \frac{Q_L(z)}{1.55 \cdot 1.5} + \frac{Q_p(z)}{1.55 \cdot 1.35}$$

$$R_d(10\text{m}) = 2.917 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$E_d < R_d$

Verifica soddisfatta

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL RI 09 B 0 001	Rev. B	Foglio 32 di 47

12 MURO TIPO 2

12.1.1 Verifiche strutturali

Le sollecitazioni nei pali di fondazione vengono calcolate per mezzo di un modello fem mediante il codice di calcolo MIDAS GEN 2021.

Il muro è modellato con elementi finiti tipo plate mentre i pali con elementi finiti tipo beam; l'interazione terreno-pali è modellata mediante molle elastiche alla Winkler di costante elastica uniforme come segue:

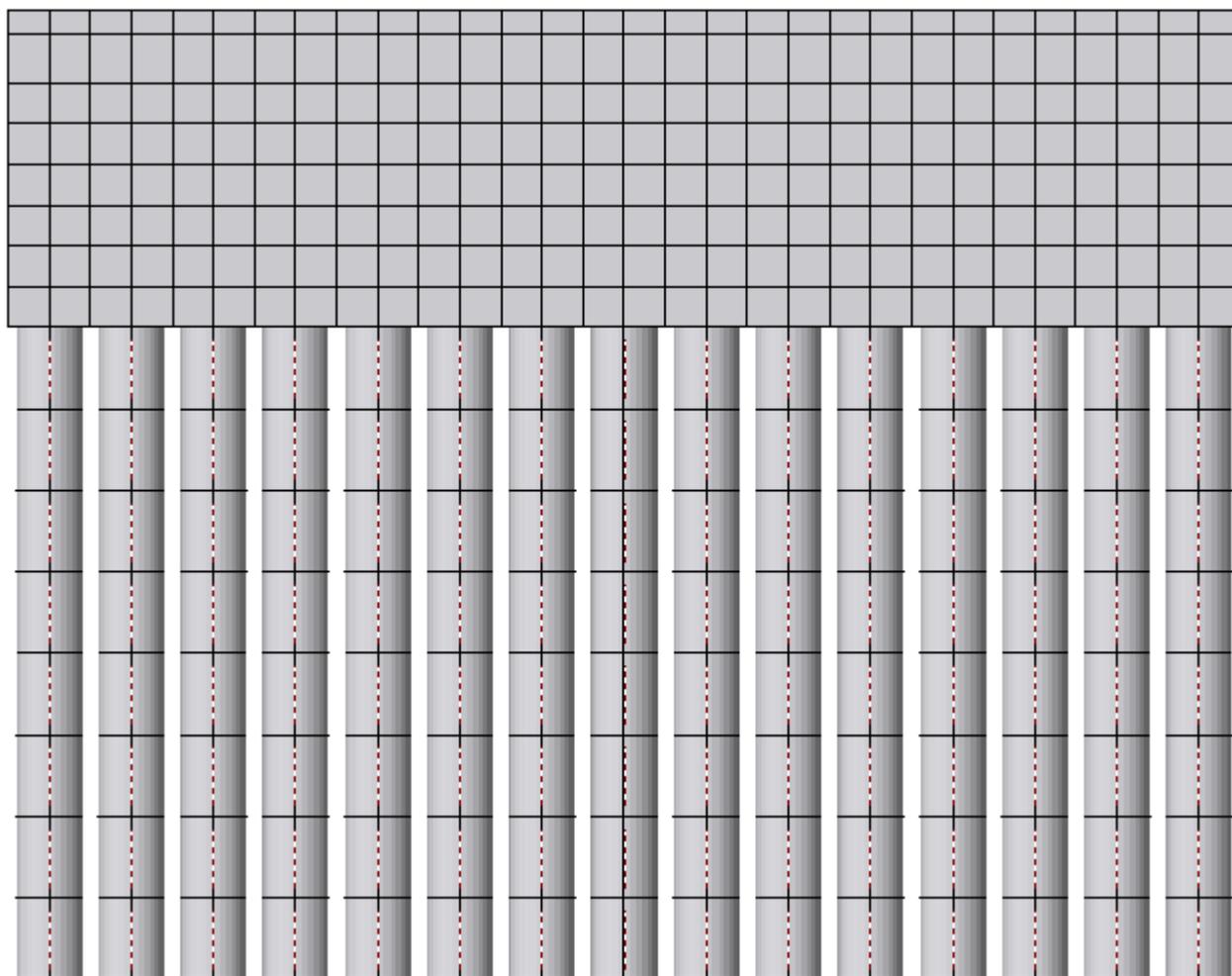
$$k = E/d = 50000 \text{ kPa} / 1 \text{ m} = 50000 \text{ kN/m}^3$$

considerando tuttavia l'interazione tra i pali affiancati si assume una rigidezza inferiore pari a 1/5 di quella relativa al palo singolo, comunque ponendosi dal lato della sicurezza:

$$50000 \text{ kN/m}^3 / 5 = 10000 \text{ kN/m}^3$$

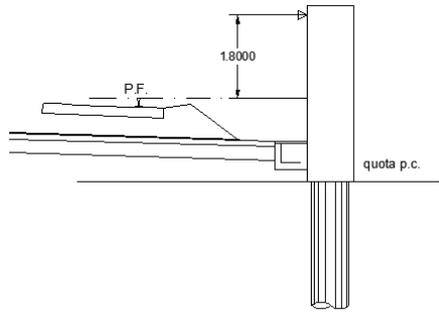
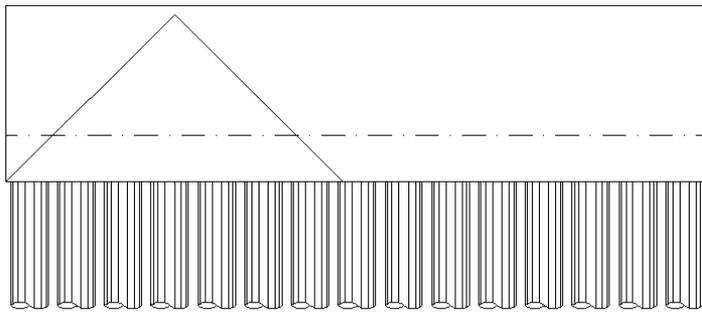
Si considera la testa del palo coincidente con l'intradosso del muro.

Di seguito si riporta il modello fem.



Modello fem

Per il carico d'urto si considera il seguente schema:



Schema di carico per urto

Verifiche SLU

Verifiche muro in elevazione

Flessione

Il momento resistente è pari a 912 kNm/m.

Verifica C.A. S.L.U. - File: _____

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° strati barre 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	26.55	91

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

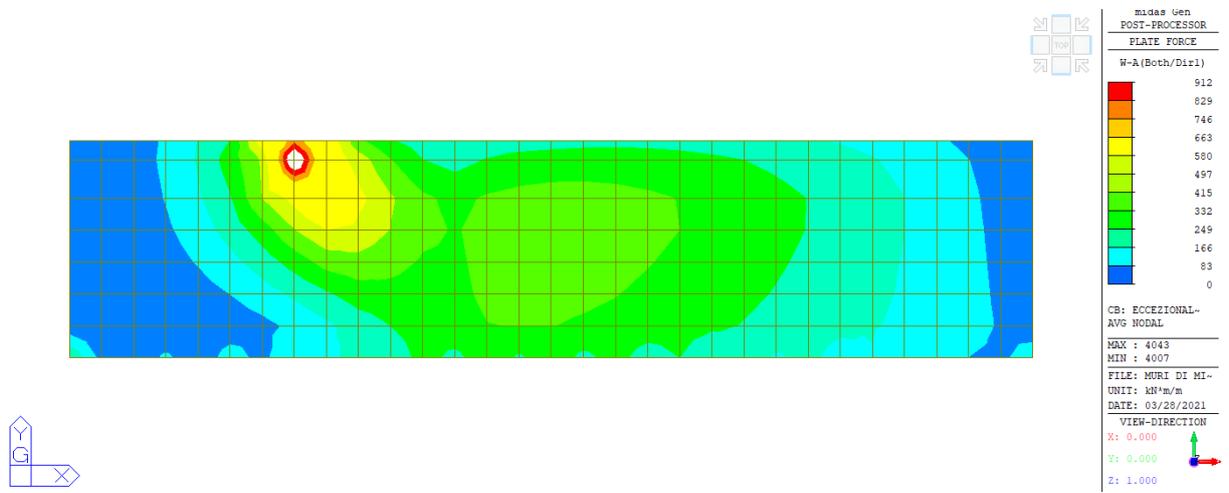
B450C		C30/37	
ε _{su}	67.5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm²	ε _{cu}	3.5 ‰
E _s	200.000 N/mm²	f _{cd}	17 N/mm²
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8
ε _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm}	11.5 N/mm²
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0.6933
		τ _{c1}	2.029

M_{xRd} 912.7 kNm

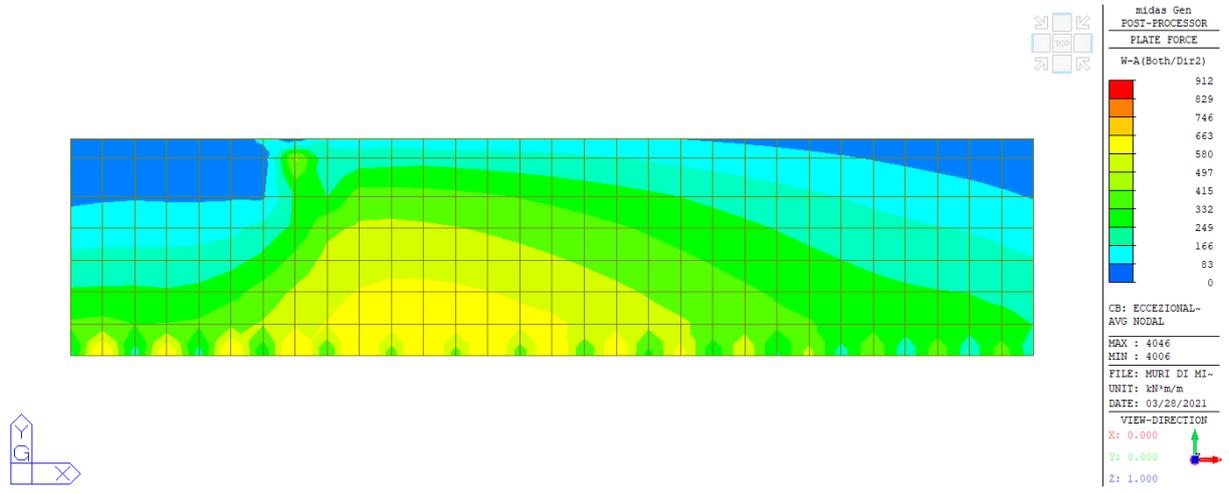
σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 38.82 ‰
 d 91 cm
 x 7.526 x/d 0.08271
 δ 0.7

Di seguito si riporta la mappa a colori delle sollecitazioni flessionali nelle due direzioni valutate con il metodo di Wood-Armer.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 				
<p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento E12 CL RI 09 B 0 001</p>	<p>Rev. B</p>	<p>Foglio 34 di 47</p>



Momento direzione x [kNm/m]



Momento direzione y [kNm/m]

I momenti sollecitanti sono inferiori al valore resistente.

Si trascura il picco elastico in corrispondenza del punto di applicazione del carico, dovuto alla natura puntuale del carico applicato in relazione alla soluzione con la teoria dell'elasticità, ma non significativo ai fini pratici progettuali.

Taglio

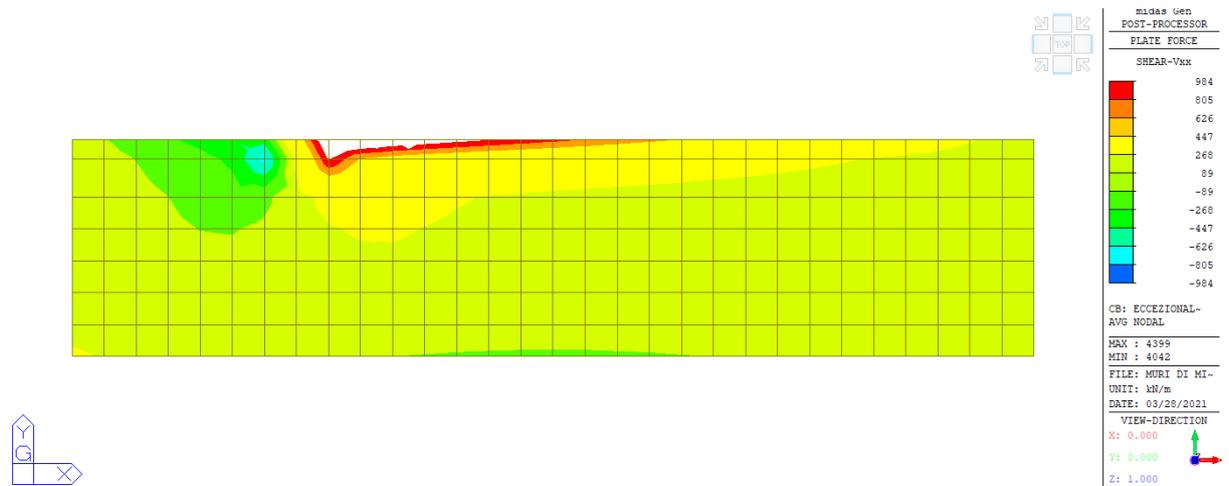
Si considera un'armatura a taglio in spilli $\varnothing 16 / 40 \times 40$.

Il taglio resistente è pari a 984 kN/m.

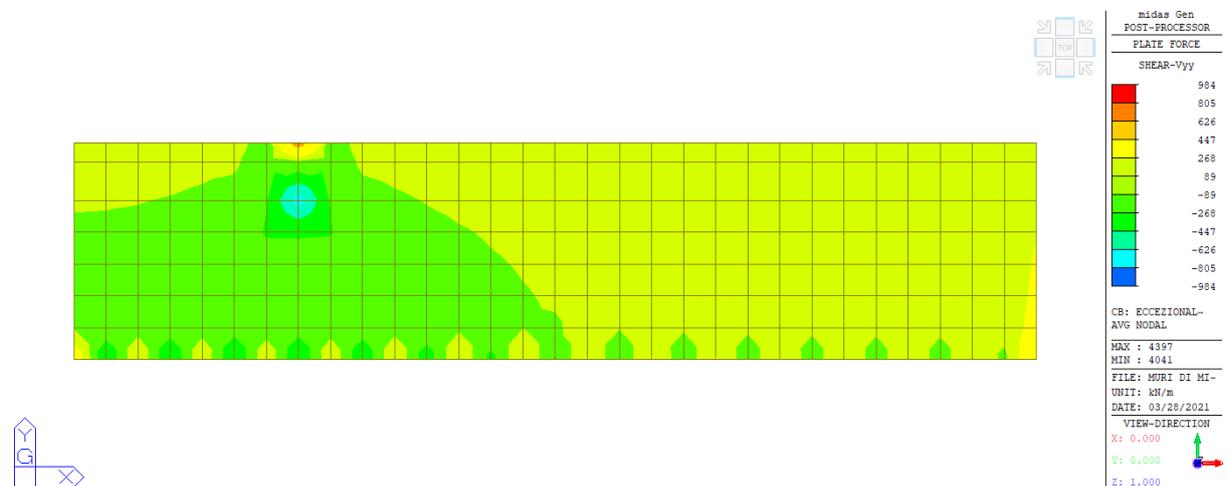
<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 					
<p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<table border="1"> <tr> <td>Progetto IN17</td> <td>Lotto 12</td> <td>Codifica Documento E12 CL RI 09 B 0 001</td> <td>Rev. B</td> <td>Foglio 35 di 47</td> </tr> </table>	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento E12 CL RI 09 B 0 001	Rev. B	Foglio 35 di 47
Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento E12 CL RI 09 B 0 001	Rev. B	Foglio 35 di 47		

§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	16	[mm]
Numero di braccia	n_b	2.5	[-]
Passo delle staffe	s	400	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	21.8	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	503	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	819	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	2.50	[-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0.00	[-]
Seno di α	$\sin\alpha$	1.00	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	984.44	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	8.50	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	2400.39	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	5331.82	[mm]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	984.44	[kN]
§ 4.1.2.1.3.3 - TAGLIO MASSIMO SOPPORTABILE DALLA TRAVE			
Resistenza massima a taglio della trave	V_{Rd}	3867.50	[kN]

Di seguito si riporta la mappa a colori delle sollecitazioni taglianti nelle due direzioni



Taglio direzione x [kN/m]



Taglio direzione y [kN/m]

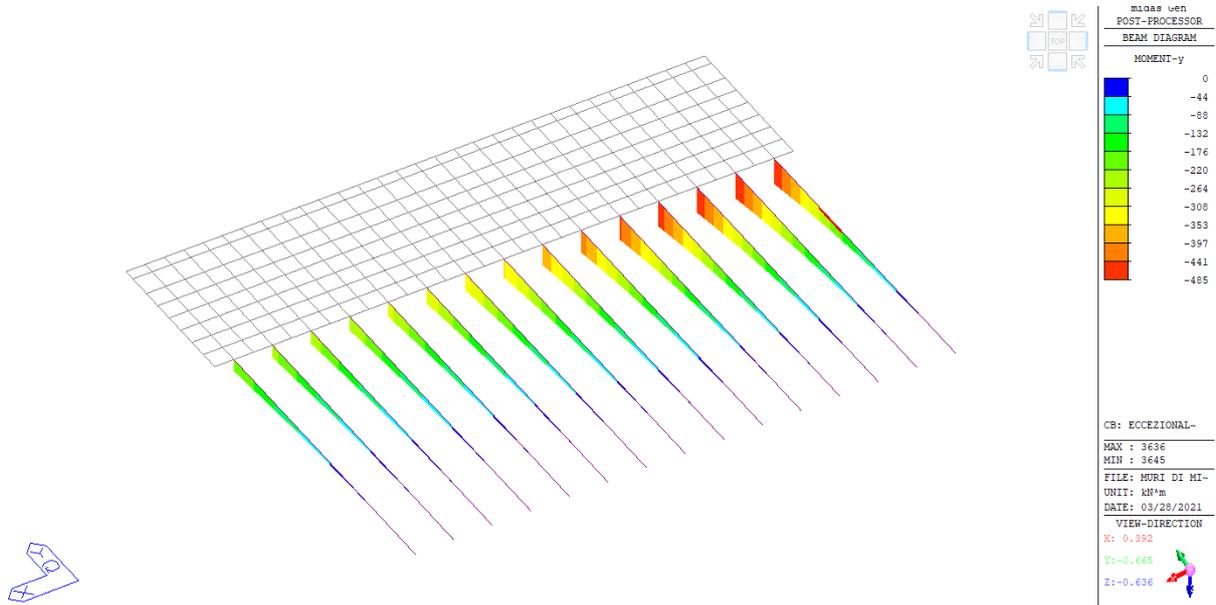
GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL RI 09 B 0 001	Rev. B	Foglio 36 di 47

I tagli sollecitanti sono inferiori al valore resistente.

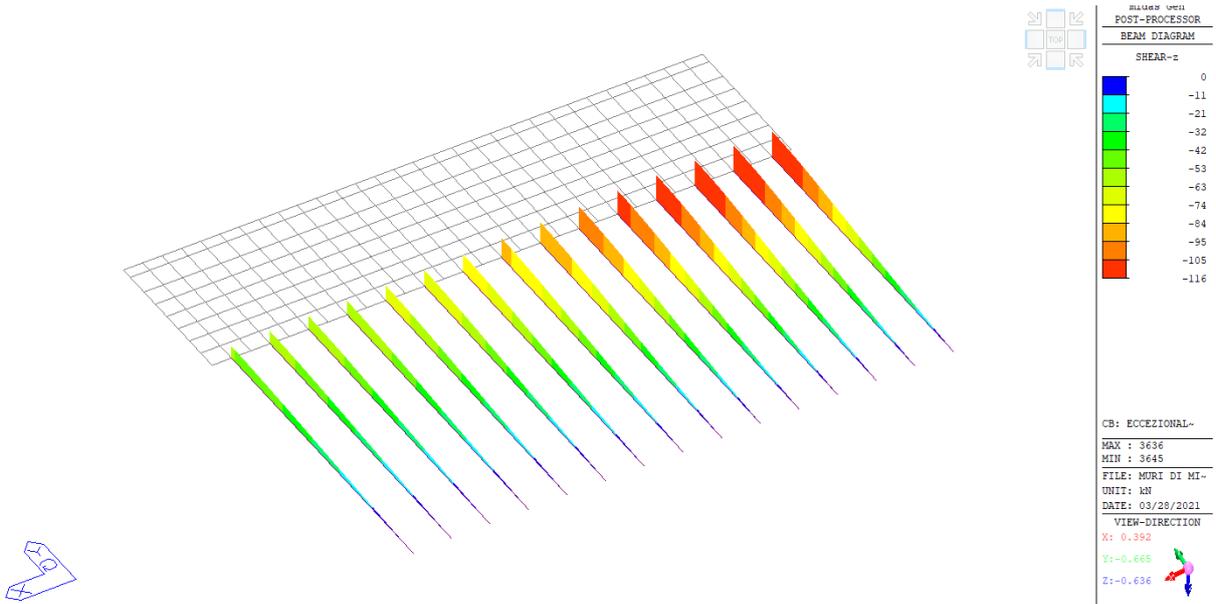
Si trascura il picco elastico in corrispondenza del punto di applicazione del carico, dovuto alla natura puntuale del carico applicato in relazione alla soluzione con la teoria dell'elasticità, ma non significativo ai fini pratici progettuali.

Verifiche pali

Di seguito si riportano le sollecitazioni di flessione e taglio.



Momento [kNm]

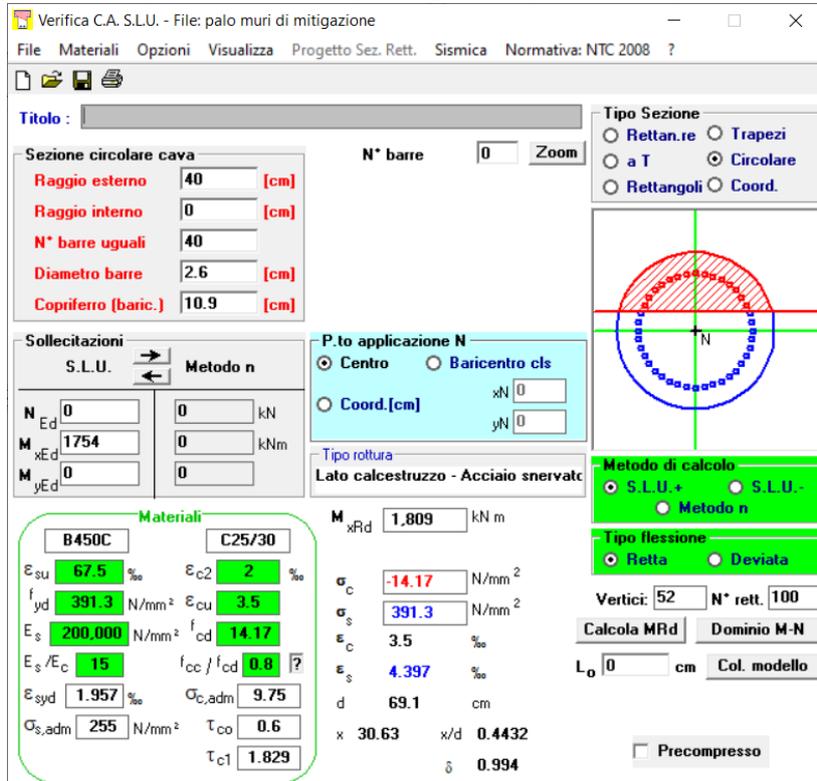


Taglio [kN]

$$V_{Ed} = 116 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 485 \text{ kNm}$$

Verifica a flessione



Sezione circolare cava

- Raggio esterno: 40 [cm]
- Raggio interno: 0 [cm]
- N° barre uguali: 40
- Diametro barre: 2.6 [cm]
- Copriferro (baric.): 10.9 [cm]

Materiali

B450C	C25/30
ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200,000 N/mm ²	f_{cd} 14.17
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9.75
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0.6
	τ_{c1} 1.829

Calcoli e Risultati

- $M_{Ed} < M_{Rd}$
- $\sigma_c = -14.17$ N/mm²
- $\sigma_s = 391.3$ N/mm²
- $\delta = 0.994$ cm

$M_{Ed} < M_{Rd}$

Verifica soddisfatta

Verifica a taglio

La verifica è condotta trascurando l'armatura a taglio; in accordo alla relazione di Kowalsky & Priestly (2000) si considera una sezione resistente pari all'80% di quella nominale.

$V_{Ed} = 116$ kN

$V_{Rd} = v_{min} \cdot A_v = 132$ kN

$v_{min} = 0.035 \cdot k^{1.5} \cdot f_{ck}^{0.5} = 0.33$ MPa

$k = 1 + (200/691)^{0.5} = 1.53$

$f_{ck} = 25$

$A_v = 401920$ mm²

$V_{Ed} < V_{Rd}$

Verifica soddisfatta

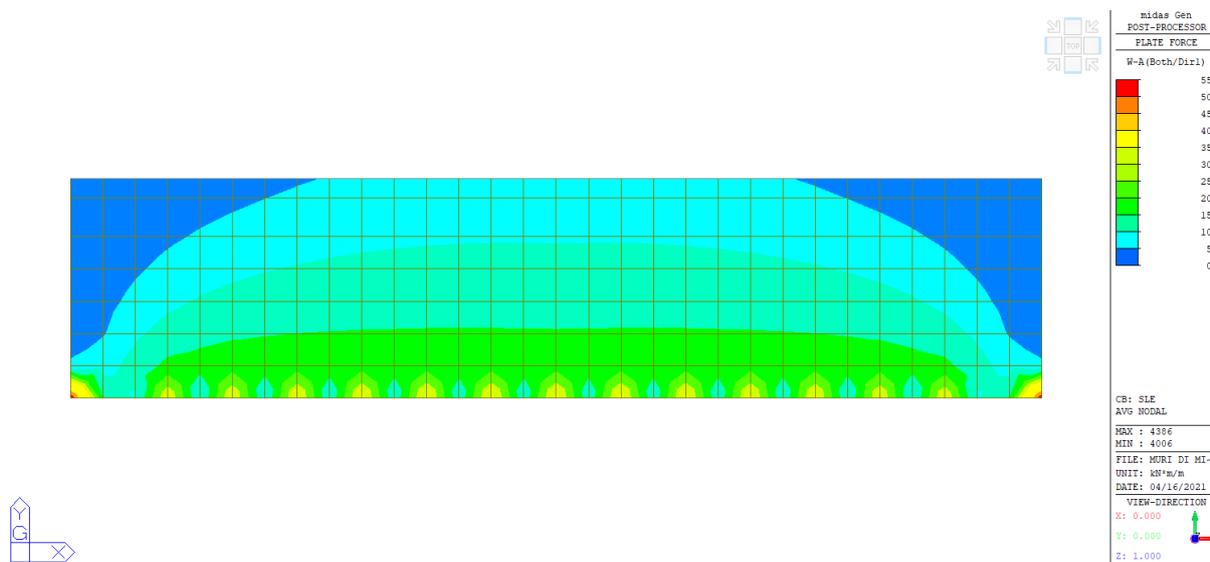
GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL RI 09 B 0 001	Rev. B	Foglio 38 di 47

Verifiche SLE

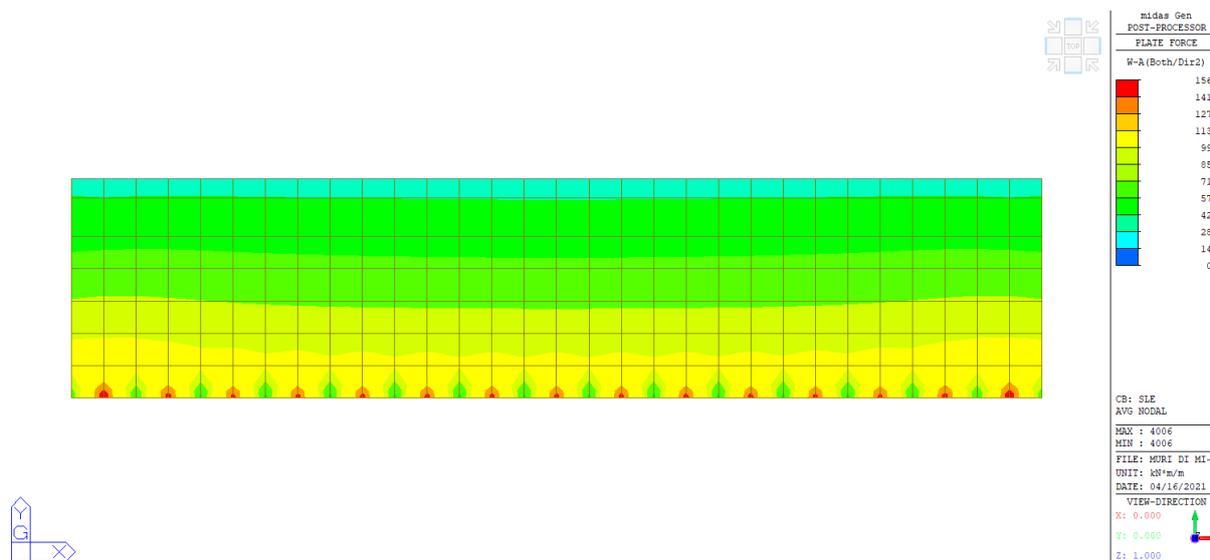
Verifica delle tensioni in esercizio ed a fessurazione

Verifiche muro in elevazione

Di seguito si riporta la mappa a colori delle sollecitazioni flessionali nelle due direzioni valutate con il metodo di Wood-Armer.



Momento direzione x [kNm/m]



Momento direzione y [kNm/m]

Il massimo momento sollecitante è pari a 156 kNm/m.

Di seguito il calcolo degli sforzi.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento E12 CL RI 09 B 0 001	Rev. B	Foglio 39 di 47

Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	156.0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	1000	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	90	[mm]
Altezza utile della sezione	d	910	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	2262	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	$A's$	0	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	216.87	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	19700566847	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	18	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	352	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	1.72	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	82.33	[MPa]

$$\sigma_c < 0.40 \cdot f_{ck}$$

$$\sigma_s < 0.75 \cdot f_{yk}$$

Verifica soddisfatta

Di seguito il calcolo dell'ampiezza di fessure

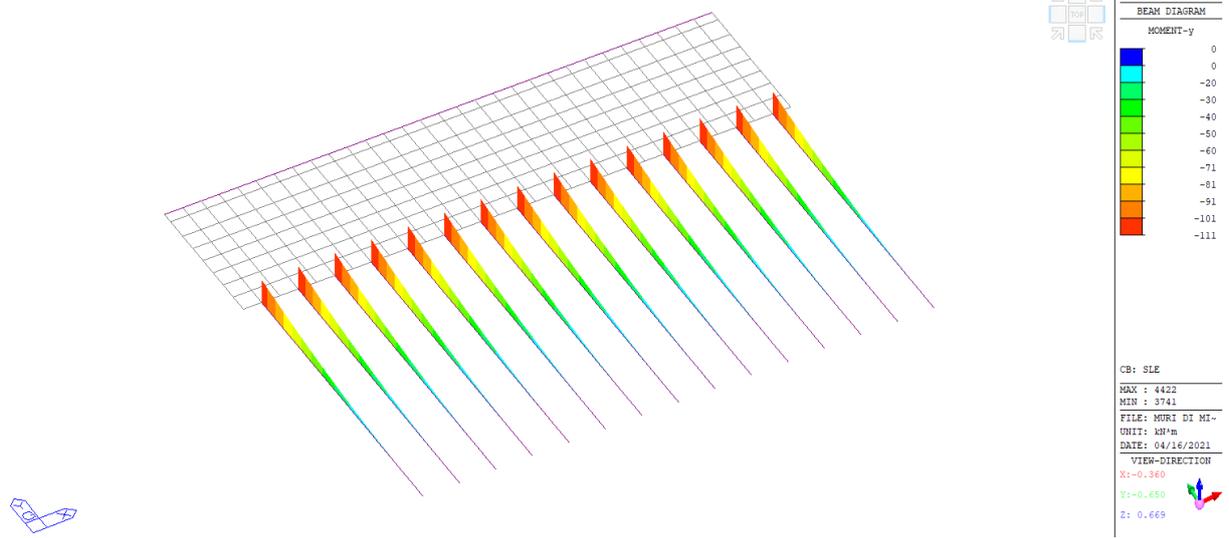
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica	$M_{Ed,caratt.}$	156	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	216.87	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	82.33	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.9	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_f	0.4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	225	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	225000	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.01005	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.09	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	-0.000200	[-]
		0.000247	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	24.00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5	[-]
	k_3	3.4	[-]
	k_4	0.425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	548.65	[mm]
		548.65	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.1355	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.2	[mm]

$$w_k < w_{max}$$

Verifica soddisfatta

Verifiche pali

Di seguito si riportano le sollecitazioni di flessione.



Momento [kNm]

Il massimo momento sollecitante è pari a 111 kNm/m.

Di seguito il calcolo degli sforzi.

Verifica C.A. S.L.U. - File: palo muri di mitigazione

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

Sezione circolare cava

Raggio esterno 40 [cm]
 Raggio interno 0 [cm]
 N° barre uguali 40
 Diametro barre 2.6 [cm]
 Copriferro (baric.) 10.9 [cm]

N° barre 0 Zoom

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 111 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

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

Materiali

B450C C25/30

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14.17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.9
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

σ_c -1.764 N/mm²
 σ_s 30.51 N/mm²
 ε_s 0.1525 ‰
 d 69.1 cm
 x 32.1 x/d 0.4645
 δ 1

Vertici: 52
 Verifica
 N° iterazioni: 3
 Precompresso

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento E12 CL RI 09 B 0 001	Rev. B	Foglio 41 di 47

$$\sigma_c < 0.40 \cdot f_{ck}$$

$$\sigma_s < 0.75 \cdot f_{yk}$$

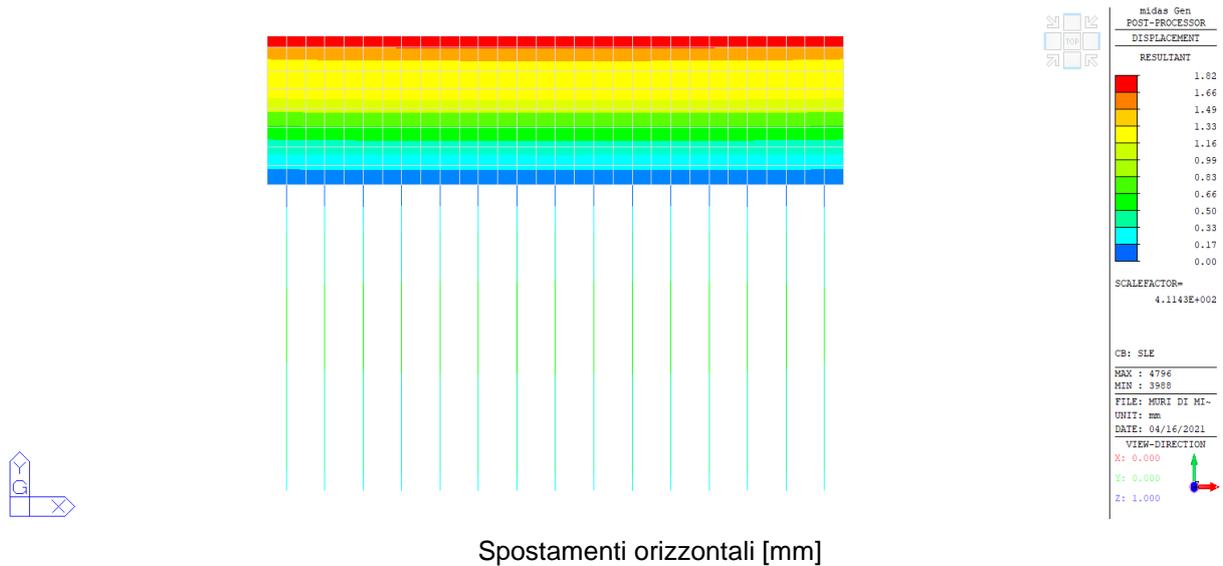
Verifica soddisfatta

Alla luce del basso tasso di lavoro dell'acciaio la verifica a fessurazione è da ritenersi ampiamente soddisfatta.

Verifica di deformabilità

Nell'immagine seguente si riporta la deformata in condizioni di esercizio SLE RARA con riferimento agli spostamenti orizzontali.

Il massimo valore di spostamento è pari a 1.82 mm, da ritenersi compatibile con la funzionalità dell'opera; la verifica è soddisfatta.

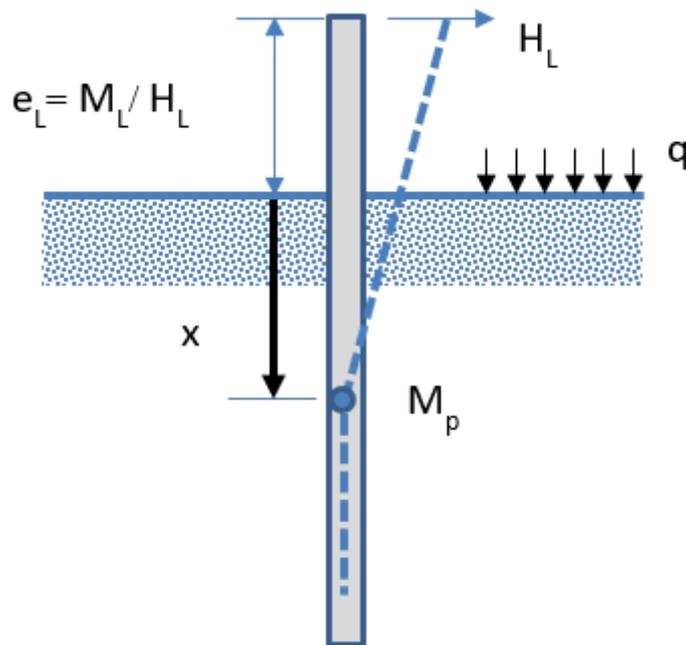


GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL RI 09 B 0 001	Rev. B	Foglio 42 di 47

12.1.2 Verifiche geotecniche

Portata trasversale

La verifica è condotta con riferimento alla teoria di Broms, valutando il carico limite per una striscia di larghezza unitaria, con il seguente schema.



Schema di calcolo

Si assume la formazione di una cerniera plastica ad una profondità x , associata ad un momento resistente M_p . A tale profondità, il momento nel diaframma è massimo, pertanto il taglio è nullo. Quindi l'azione orizzontale è equilibrata dalla sola reazione offerta dal terreno nella porzione compresa tra piano campagna e la sezione in cui si è formata la cerniera plastica.

$$H = \frac{1}{2}\gamma \cdot (K_p - K_A) \cdot x^2 + q \cdot (K_p - K_A) \cdot x$$

Ponendo $K_p - K_A = K^*$

$$H = K^* \cdot \left(\frac{1}{2}\gamma \cdot x^2 + q \cdot x \right)$$

L'equilibrio alla rotazione impone che

$$H \cdot (x + e) - K^* \cdot \left(\gamma \cdot \frac{x^3}{6} + q \cdot \frac{x^2}{2} \right) - M_p = 0$$

ovvero

$$K^* \cdot \left(\frac{1}{2}\gamma \cdot x^2 + q \cdot x \right) \cdot (x + e) - K^* \cdot \left(\gamma \cdot \frac{x^3}{6} + q \cdot \frac{x^2}{2} \right) - M_p = 0$$

Questa equazione, nella sola incognita x , non è lineare ma può essere facilmente risolta o per tentativi o, ad esempio con il metodo di Newton-Raphson: si pone:

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL RI 09 B 0 001	Rev. B	Foglio 43 di 47

$$R(x) = K_P^* \cdot \left(\frac{1}{2} \gamma \cdot x^2 + q \cdot x \right) \cdot (x + e) - K_P^* \cdot \left(\gamma \cdot \frac{x^3}{6} + q \cdot \frac{x^2}{2} \right) - M_p = 0$$

Supponendo nota la soluzione \bar{x} , la funzione $R(x)$ può essere sviluppata in serie di Taylor nell'intorno della presunta soluzione:

$$R(x) \cong R(\bar{x}) + (x - \bar{x}) \cdot \frac{dR(\bar{x})}{dx} = 0$$

Cioè:

$$(x - \bar{x}) = -R(\bar{x}) \cdot \left(\frac{dR(\bar{x})}{dx} \right)^{-1}$$

Si parte da una soluzione \bar{x}_0 di primo tentativo e si calcola

$$\bar{x}_1 = \bar{x}_0 - R(\bar{x}_0) \cdot \left(\frac{dR(\bar{x}_0)}{dx} \right)^{-1}$$

Si itera, calcolando la soluzione i-esima

$$\bar{x}_i = \bar{x}_{i-1} - R(\bar{x}_{i-1}) \cdot \left(\frac{dR(\bar{x}_{i-1})}{dx} \right)^{-1}$$

fintanto che $R(\bar{x}_{i-1})$ è maggiore della tolleranza voluta.

Ai fini della programmazione in un foglio di calcolo, valgono le seguenti espressioni

$$R(x) = K_P^* \cdot \left[\gamma \cdot \left(\frac{x^2 \cdot e}{2} + \frac{x^3}{3} \right) + q \cdot \left(x \cdot e + \frac{x^2}{2} \right) \right] - M_p; \quad \frac{dR(x)}{dx} = K_P^* \cdot [\gamma \cdot (x \cdot e + x^2) + q \cdot (e + x)]$$

Raggiunta la soluzione in termini di profondità \bar{x} della cerniera plastica, la resistenza laterale è

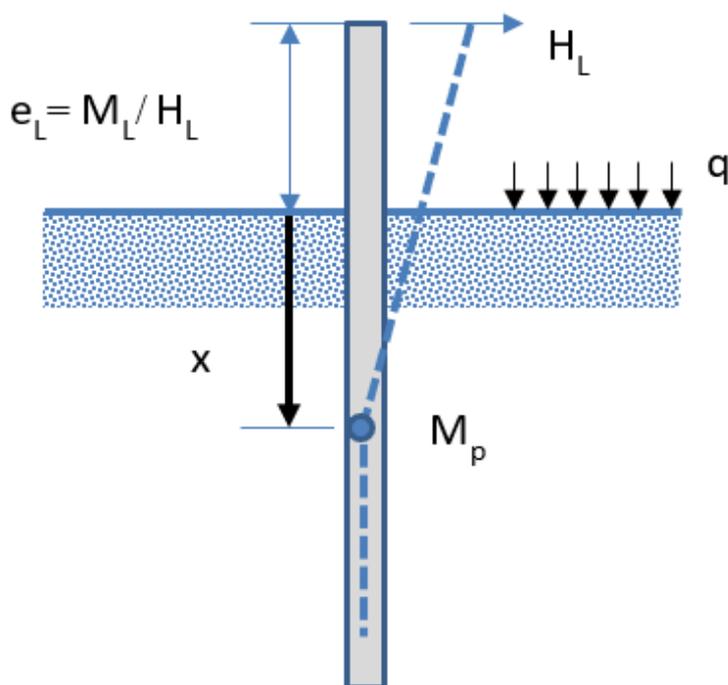
$$H = K_P^* \cdot \left(\frac{1}{2} \gamma \cdot \bar{x}^2 + q \cdot \bar{x} \right)$$

Nel quadro normativo $R_d = H / (\xi_3 \times \gamma_R)$.

Di seguito il calcolo del taglio resistente.

Resistenza laterale pali di mitigazione - sezione tipo 2

Broms (1969)



$$K_p := 4.395$$

$$K_a := 0.228$$

$$\gamma := 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$M_p := 1809 \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$$

$$q := 15 \text{ kPa} \quad e := 3.563 \text{ m}$$

$$\xi_3 := 1.55$$

$$\gamma_T := 1.3$$

$$R(x) := (K_p - K_a) \cdot \left[\gamma \cdot \left(\frac{x^2 \cdot e}{2} + \frac{x^3}{3} \right) + q \cdot \left(x \cdot e + \frac{x^2}{2} \right) \right] - M_p$$

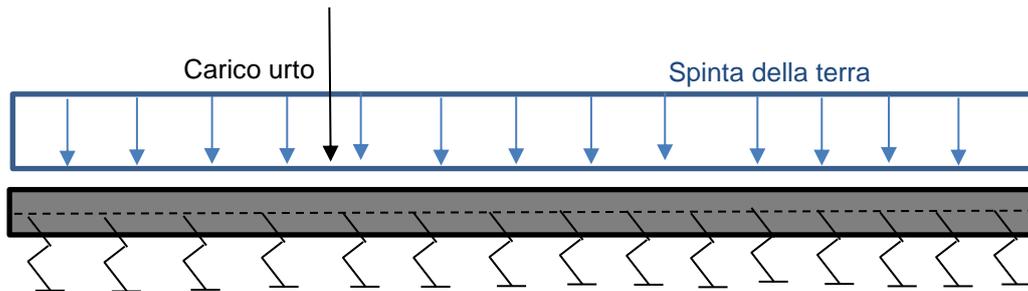
$$x_s := \begin{cases} b \leftarrow 0.1 \text{ m} & = 2.344 \text{ m} \\ \text{while } |R(b)| > 1 \cdot \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}} \\ \quad \left| \begin{array}{l} -R(b) \\ db \leftarrow \frac{-R(b)}{\frac{d}{db} R(b)} \\ b \leftarrow b + db \end{array} \right. \\ b \end{cases}$$

$$H_{\text{lim}} := (K_p - K_a) \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot x_s^2 + q \cdot x_s \right) = 364.086 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

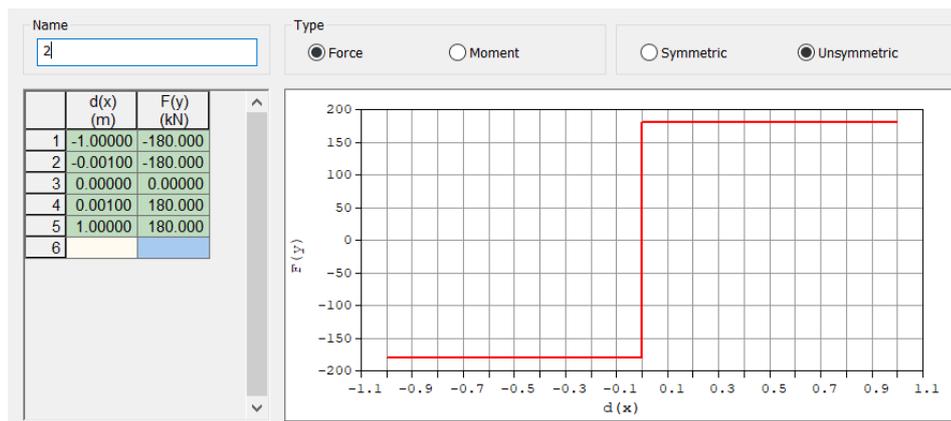
$$H_{Rd} := \frac{H_{\text{lim}}}{\gamma_T \cdot \xi_3} = 180.688 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Per tenere conto dell'effetto globale in termini distributivi sui pali, si considera il seguente schema, realizzato mediante un modello fem in cui i pali sono modellati con molle rigido-plastiche di capacità pari alla resistenza a taglio del palo singolo.

La risoluzione dell'analisi non lineare comporta il soddisfacimento dell'equilibrio conseguentemente della verifica trasversale globale.



Schema di calcolo – vista dall'alto

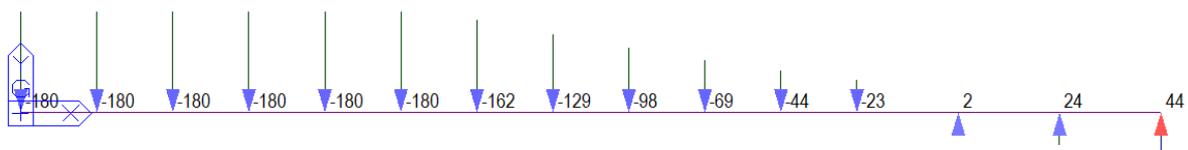


Legame costitutivo della molla non lineare



Modello fem

Di seguito si riportano le reazioni sulle molle.



Reazioni sulle molle

Poiché l'equilibrio è garantito la verifica è soddisfatta.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL RI 09 B 0 001	Rev. B	Foglio 46 di 47

Portata verticale

L'azione verticale sollecitante il palo è pari a:

peso barriera: $1.5 \times 6 \text{ kPa} \times 5.5 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 50 \text{ kN}$

peso muro: $1.5 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 1 \text{ m} \times 3.8 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 143 \text{ kN}$

peso proprio palo: $1.3 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 0.50 \text{ m}^2 \times 8 \text{ m} = 130 \text{ kN}$

TOT. 323 kN SLU

Portata verticale pali

Raccomandazioni AGI 1984

$D := 800 \text{ mm}$

$$\gamma_t := 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \gamma_w := 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad q := 15 \text{ kPa}$$

$\phi := 37$

$$N_q := 0.24 \cdot e^{0.122 \cdot \phi} = 21.909 \quad (\text{Berezantzev 1965})$$

$z_w := 10 \text{ m}$

$$\sigma_{pv}(z) := \begin{cases} q + \gamma_t \cdot z & \text{if } z < z_w \\ q + \gamma_t \cdot z_w + (\gamma_t - \gamma_w) \cdot (z - z_w) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$k := 0.7 \quad \delta := 37^\circ$

$$\tau(z) := \sigma_{pv}(z) \cdot k \cdot \tan(\delta)$$

$$Q_L(z) := \pi \cdot D \cdot \int_{0 \text{ m}}^z \tau(z) \, dz$$

$$Q_p(z) := \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot N_q \cdot \sigma_{pv}(z)$$

$$R_d(z) := \frac{Q_L(z)}{1.55 \cdot 1.5} + \frac{Q_p(z)}{1.55 \cdot 1.35}$$

$$R_d(8 \text{ m}) = 1.641 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$E_d < R_d$

Verifica soddisfatta

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento E12 CL RI 09 B 0 001	Rev. B	Foglio 47 di 47	

13 SOFTWARE DI CALCOLO

13.1 Descrizione dei codici di calcolo

L'analisi e le verifiche sono condotte con il codice di calcolo MIDAS GEN 2021.



Per gli aspetti generali si rimanda al seguente documento:

“Midas Gen 2021 – Analysis Manual”

13.2 Validazione ed affidabilità dei codici di calcolo

Per la validazione si rimanda al seguente documento:

“Midas Gen 2021 - Verification Examples”

nel quale sono illustrati esempi di validazione dei risultati ottenuti con il programma e calcoli indipendenti.

14 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

I calcoli seguenti sono stati validati mediante analisi manuali semplificate riscontrandone l'accettabilità.