

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J47109000030009

U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO-GENOVA QUADRUPPLICAMENTO MILANO-ROGOREDO-PAVIA FASE 2 – QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE - PAVIA OPERE DI SOSTEGNO SEDE FERROVIARIA E STRADALE

Relazione di calcolo recinzioni rif. Manuale RFI ed. 2016 §3.12.3.5

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

N M 0 Z 2 0 D 2 6 C L R I 0 0 0 5 0 0 2 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	CONSORZIO INTEGRA	Novembre 2018	F.Coppini/A.Maran 	Novembre 2018	S. Borelli 	Novembre 2018	F. Borelli Novembre 2018	Novembre 2018

ITALFERR - UO INFRASTRUTTURE NORD
Dott. Ing. Francesco Borelli
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
n. 23372 Sez. 4

File: NM0Z20D26CLRI0005002A

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA.....	2
1.1	SCOPO DEL DOCUMENTO.....	2
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	3
2.1	DOCUMENTI REFERENZIATI.....	3
2.2	DOCUMENTI CORRELATI.....	3
3	DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	4
4	CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO.....	6
4.1	PREMESSA.....	6
4.2	CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE.....	6
4.3	ANALISI GEOTECNICA E STRUTTURALE.....	8
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	17
5.1	COPRIFERRO.....	17
6	CARATTERISTICHE DEL TERRENO.....	18
7	ANALISI DEI CARICHI	19
7.1	PESI PROPRI STRUTTURALI.....	19
7.1.1	<i>Sovraccarichi permanenti portati.....</i>	<i>19</i>
7.2	AZIONI DA TRAFFICO FERROVIARIO	19
7.3	AZIONI PROVENIENTI DALLA SPINTA DEL TERRENO	19
7.4	AZIONI PROVENIENTI DALLE BARRIERE ANTIRUMORE	19
7.5	AZIONI SISMICHE	21
7.6	SPINTA STATICA DEL TERRENO	21
7.7	SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO ACCIDENTALE.....	21
7.8	SOVRASPINTA SISMICA	21
7.9	AZIONI DA URTO FERROVIARIO.....	22
8	COMBINAZIONE DEI CARICHI.....	23

9	SCHEMA DI CALCOLO, SOLLECITAZIONI E VERIFICHE	25
10	VERIFICHE STRUTTURALI PARAMENTO.....	29
10.1	VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE (SLU – COMBINAZIONE ECCEZIONALE) ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.	
10.2	VERIFICA A TAGLIO (SLU – COMBINAZIONE ECCEZIONALE) ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.	
11	VERIFICA PORTANZA LATERALE PALO..... ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.	
12	VERIFICHE STRUTTURALI PALO..... ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.	
12.1	VERIFICA A PRESSOFLESSIONE (SLU - COMBINAZIONE ECCEZIONALE) ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.	
12.2	VERIFICA A TAGLIO (SLU – COMBINAZIONE ECCEZIONALE) ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.	
13	ALLEGATO..... ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.	

1 PREMESSA

Nell'ambito degli interventi di potenziamento della linea Milano – Genova, si prevede il quadruplicamento della linea ferroviaria nella tratta Milano Rogoredo-Pavia; in prima fase il quadruplicamento interesserà il tratto di linea compreso fra le stazioni di Milano Rogoredo e Pieve Emanuele, per essere esteso in fase successiva fino a Pavia.

1.1 SCOPO DEL DOCUMENTO

Lo scopo del presente documento riguarda l'effettuazione delle verifiche strutturali e geotecniche dei muri di recinzione ai sensi del manuale di RFI ed. 2016 paragrafo §3.12.3.5 necessarie alla realizzazione del tracciato.

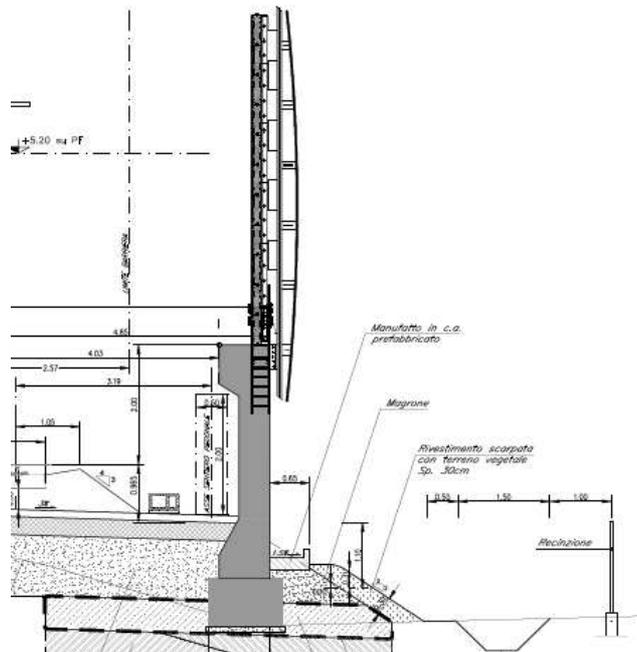


Figura 1 Sezione tipo di recinzione con barriera antirumore

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 DOCUMENTI REFERENZIATI

Si riporta nel seguito l'elenco delle leggi e dei decreti di carattere generale, assunti come riferimento.

- Legge 5-1-1971 n° 1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica”.
- Legge. 2 febbraio 1974, n. 64. Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. 14 gennaio 2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- UNI EN 1992-1 “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Regole generali”.
- UNI EN 1992-2 “Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Ponti”.
- 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 206-1:2014: “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- UNI 11104: “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1”.
- “Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Servizio Tecnico Centrale della Presidenza del Consiglio Superiore dei LL.PP.”.
- UNI CODE 777-2 “Structures built over railway lines – Construction requirements in the track zone”

Si riporta, ora, l'elenco delle norme tecniche, delle circolari e delle istruzioni F.S. delle quali si è tenuto conto.

- RFI DTC SI MA IFS 001 A - Parte I
- RFI DTC SI AG MA IFS 001 A Parte II sezione 1
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 A Parte II sezione 2
- RFI DTC SI CS MA IFS 001 A Parte II sezione 3
- RFI DTC SI GA MA IFS 001 A Parte II sezione 4
- RFI DTC SI CS MA IFS 002 A Parte II sezione 5
- RFI DTC SI CS MA IFS 003 A Parte II sezione 6

2.2 DOCUMENTI CORRELATI

I documenti correlati risultano:

- Relazione geotecnica generale (Rif: NM0Z-10-D-26-RB-OC0001-001)

3 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Sono oggetto di questa relazione due tipologie di muro:

- Recinzioni: muro disposto in direzione della linea ferroviaria, realizzato su una singola linea di pali, soggetto all'urto da traffico ferroviario in direzione ortogonale alla linea;
- Zona terminale recinzioni: muro disposto con angolazione di 45° rispetto la linea ferroviaria, realizzato su una singola linea di pali, soggetto all'urto da traffico ferroviario che, in maniera cautelativa, verrà considerato avvenire in direzione ortogonale al muro.

In entrambi i casi viene analizzato e dimensionato il muro soggetto alle condizioni più gravose (in termini di terreno, barriere, dislivello monte-valle) previste per questa tipologia di opera sull'intera linea oggetto dell'intervento, per la seconda fase.

Le verifiche geotecniche sono state condotte con il metodo dei coefficienti parziali secondo il D.M. 14/01/2008.

Le verifiche strutturali sono state condotte con il metodo degli Stati Limite.

L'opera in oggetto è costituita da un muro gettato in opera collegato ad un cordolo di fondazione di dimensioni 80x120 cm. Al disotto del cordolo sono presenti pali di diametro 0.8m, distribuiti con passo 1.8 m.

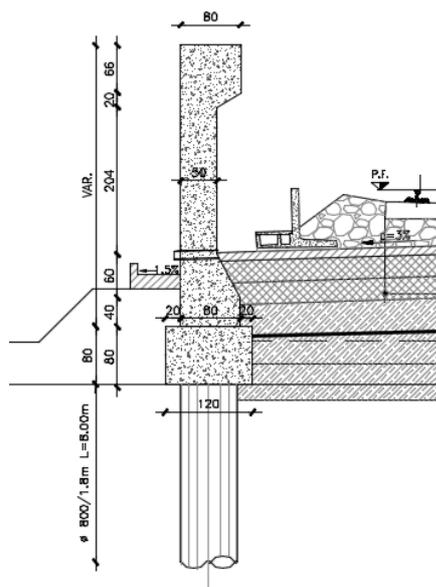


Figura 2: Geometria recinzione

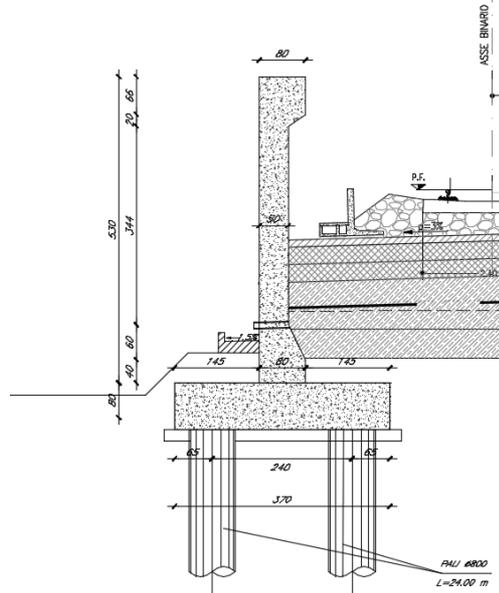


Figura 3: Geometria zona terminale recinzione

4 CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO

4.1 PREMESSA

Le verifiche contenute nel presente documento fanno riferimento a quanto descritto per i sistemi fondazionali nelle NTC 2008 e successiva circolare esplicativa.

Le verifiche, sia per il caso statico che per quello sismico, sono state eseguite adottando l'Approccio 1 delle NTC 2008 nei confronti degli stati limite ultimi (SLU), riferiti allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione, e degli stati limite di esercizio (SLE), in modo da verificare la compatibilità tra requisiti prestazionali dell'opera e formazione di fessure.

4.2 CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE

In accordo con quanto definito nel par. 6.2.3. del Doc. rif 1], devono essere svolte le seguenti verifiche di sicurezza e delle prestazioni attese:

- verifiche agli stati limite ultimi (SLU);
- verifiche agli stati limite d'esercizio (SLE).

Per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 6.2.1 del Doc. rif 1])$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, e R_d è il valore di progetto della resistenza.

Per quanto concerne le azioni di progetto E_d , tali forze possono essere determinate applicando i coefficienti parziali sulle azioni caratteristiche, oppure, successivamente, sulle sollecitazioni prodotte dalle azioni caratteristiche, quest'ultima relativamente a verifiche strutturali.

La verifica della condizione ($E_d \leq R_d$) deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali.

Tabella 4-1. Coefficienti parziali sulle azioni (A1 ed A2)

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.3	1.0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3

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

Tabella 4-2. Coefficienti parziali sui terreni (M1 ed M2)

PARAMETRO	Coefficiente parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	γ_{Cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.0	1.0

Le verifiche di sicurezza in campo sismico devono contemplare le medesime verifiche definite in campo statico, in cui tuttavia i coefficienti sulle azioni sono posti pari ad uno (Par.7.11.1 del Doc. rif 1)).

Per ogni Stato Limite d'Esercizio (SLE) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq C_d \quad (\text{Eq. 6.2.7 del Doc. rif 1])$$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto dell'azione, e C_d è il valore limite prescritto dell'effetto delle azioni.

4.3 ANALISI GEOTECNICA E STRUTTURALE

Per le fondazioni su pali si devono considerare almeno i seguenti stati limite ultimi:

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

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
- collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
- stabilità globale;

SLU di tipo strutturale (STR):

- raggiungimento della resistenza dei pali;
- raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite significativo in base alle caratteristiche e alle problematiche specifiche dell'opera in esame.

La verifica di stabilità globale deve essere condotta secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo uno di due approcci:

- Approccio 1:
 - Combinazione 1: (A1+M1+R1)
 - Combinazione 2: (A2+M2+R2)
- Approccio 2:
 - Combinazione 1: (A1+M1+R3)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II.

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

I coefficienti parziali γ_R da applicare al valore caratteristico R_k per ottenere il valore di progetto R_d , sono quelli riportati nella Tabella 6.5.I. del Doc. rif 1] e riportati nella tabella seguente:

Tabella 4-3. Coefficienti parziali sulle resistenze (R1, R2 ed R3)

VERIFICA	Coefficiente parziale	(R1)	(R2)	(R3)
Capacità portante della fondazione	γ_R	1.0	1.0	1.4

Scorrimento	γ_R	1.0	1.0	1.1
Resistenza del terreno a valle	γ_R	1.0	1.0	1.4

Tabella 4-4. Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T = 1,0$	$\gamma_T = 1,6$	$\gamma_T = 1,3$

4.4 CRITERI PER LA DETERMINAZIONE DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICHI TRASVERSALI

Il problema della determinazione della resistenza $R_{tr,cal}$ di un palo verticale sotto l'azione di una forza orizzontale, applicata all'estremità superiore del palo, è stato studiato da numerosi autori; nell'ambito della presente trattazione si farà riferimento alla teoria sviluppata da Broms (1964) di seguito descritta.

Il calcolo del carico limite H_{lim} (corrispondente a $R_{tr,cal}$) scaturisce da considerazioni di equilibrio limite applicate al complesso palo-terreno nell'ipotesi di adottare modelli costitutivi rigido-perfettamente plastici sia per il terreno sia per il palo ed è governata dai seguenti aspetti:

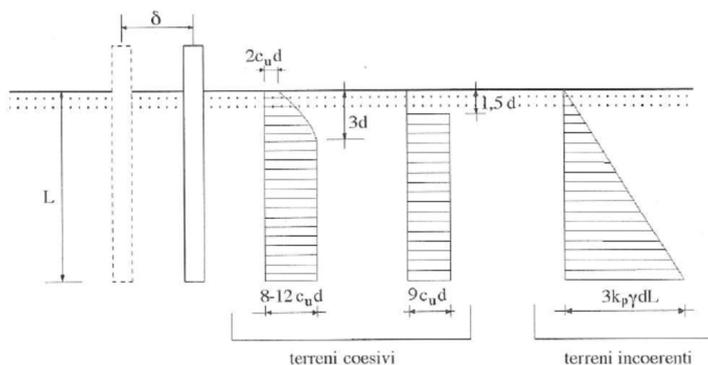
- stratigrafia e caratteristiche di resistenza del terreno;
- tipo di vincolo della testa del palo;
- caratteristiche geometriche e di resistenza del palo ovvero diametro, lunghezza, eventuale lunghezza del palo sopra il piano campagna, armatura e materiali.

In particolare, nell'ipotesi di terreno omogeneo con proprietà costanti con la profondità, si distinguono le due seguenti tipologie di rottura con riferimento alla resistenza del terreno:

- rottura in condizioni non drenate analizzata in termini di tensioni totali per i terreni a comportamento prevalentemente coesivo;
- rottura in condizioni drenate analizzata in termini di tensioni efficaci per i terreni a comportamento prevalentemente incoerente.

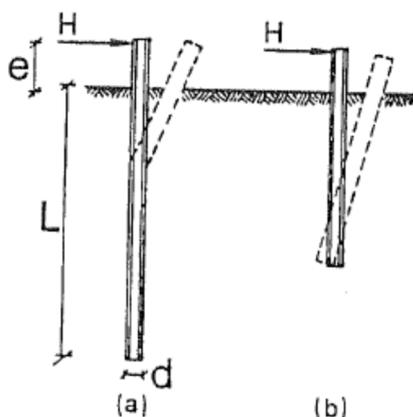
Sulla base di analisi teoriche e di osservazioni sperimentali si assume che la resistenza limite del terreno abbia l'andamento rappresentato in Figura, ovvero:

- per un terreno coesivo, alla superficie il terreno è libero di rifluire verso l'alto e la resistenza è pari a $p=2 \cdot c_u \cdot d$; per una profondità $z \geq 3 \cdot d$ il terreno è costretto a rifluire lateralmente attorno al fusto del palo stesso e la reazione vale $p=(8 \div 12) \cdot c_u \cdot d$. Ai fini di un'analisi semplificata Broms propone di adottare il diagramma con reazione nulla fino a $z = 1.5 \cdot d$ e a partire da tale profondità costante pari a $p=9 \cdot c_u \cdot d$;
- per un terreno incoerente si assume che la resistenza del terreno vari linearmente con la profondità z secondo la legge $p=3 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot z \cdot d$.

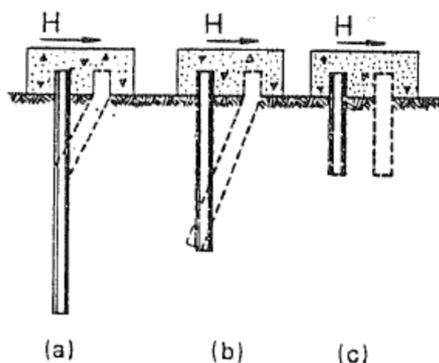


In relazione al tipo di vincolo in testa al palo occorre distinguere i seguenti due casi:

- palo libero di ruotare per il quale si individuano i seguenti meccanismi di rottura possibili:
 - di palo “lungo” schematizzato in Figura (a);
 - di palo “corto” schematizzato in Figura (b);



- palo impedito di ruotare in testa per il quale si individuano i seguenti meccanismi di rottura possibili:
 - di palo “lungo” schematizzato in Figura (a);
 - di palo “intermedio” schematizzato in Figura (b);
 - di palo “corto” schematizzato in Figura (c);



Il valore di H_{lim} deriva quindi dal raggiungimento o della massima reazione possibile trasmessa dal terreno completamente plasticizzato (caso di palo “corto”) oppure dalla prematura formazione di cerniere plastiche lungo il fusto del palo in numero tale da rendere il complesso palo-terreno un meccanismo (caso di palo “intermedio” e “lungo”).

4.5 CRITERI DI VERIFICA DELLE PALIFICATE DI FONDAZIONE

Le verifiche geotecniche delle spalle dell'opera constano del dimensionamento geotecnico della palificata di fondazione, in termini di diametro, lunghezza, numero e disposizione dei pali di fondazione.

In particolare si esegue la seguente procedura di calcolo:

- calcolo della quintupla di azioni (F_x , F_y , F_z , M_x ed M_y) ad intradosso zattera di fondazione, risultanti dalle combinazioni di carico su descritte;
- calcolo dei carichi assiali su ciascun palo;
- dimensionamento dei pali di fondazione ai fini del soddisfacimento delle verifiche di capacità portante degli stessi.

Le opere in oggetto presentano una fondazione indiretta costituita da una platea di fondazione su pali trivellati, il cui valore di progetto R_d della resistenza a carichi assiali dei singoli pali si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R riportati nella tabella successiva:

	Coefficiente Parziale (γ_R)	Pali trivellati		
		R1	R2	R3
Base	γ_b	1.0	1.7	1.35
Laterale in compressione	γ_s	1.0	1.45	1.15
Laterale in trazione	γ_{st}	1.0	1.6	1.25

Tabella 4: Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze

I coefficienti parziali di sicurezza utilizzati sono: R1 per le combinazioni di carico eccezionali.

La resistenza caratteristica R_k del singolo palo è determinata mediante metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire da valori caratteristici dei parametri geotecnici e/o mediante l'impiego di relazioni empiriche che utilizzano direttamente i risultati di prove in situ. La normativa vigente definisce per tali procedure, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) come il valore minore tra quelli ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,calc}$ ($R_{t,calc}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella tabella seguente, in funzione del numero n di verticali di indagini:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,calc})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,calc})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,calc})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,calc})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ ₃	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ ₄	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Tabella 5: Fattori di correlazione ξ

La campagna di indagine condotta in fase di progettazione definitiva permette di assumere in sede di calcolo un fattore di correlazione pari a $\xi_3 = \xi_4 = 1.70$.

4.6 CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI ASSIALI

Il calcolo della capacità portante dei pali di fondazione è condotto con i coefficienti parziali da applicare alla resistenza laterale e alla punta che tengono conto del fattore di correlazione ξ.

In ciascuna combinazione prevista deve risultare:

$$Q_{Rd} \geq Q_{Sd}$$

dove:

$$Q_{Rd} = \frac{1}{\xi} \left(\frac{Q_s}{R^s_i} + \frac{Q_b}{R^b_i} \right) - W_{palo} \quad \text{- compressione}$$

$$Q_{Rd} = \frac{1}{\xi} \left(\frac{Q_s}{R^s_i} \right) + W_{palo} \quad \text{- trazione}$$

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

$$Q_b = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot q_b;$$

$$Q_s = \pi \cdot D \cdot L \cdot \tau_s;$$

D = diametro del palo;

L = lunghezza del palo;

q_b = pressione limite alla base del palo;

τ_s = pressione laterale lungo il palo;

R_i e ξ = coefficienti di abbattimento delle resistenze;

W_{palo} = peso caratteristico del palo al netto del peso del terreno asportato;

In particolare, per terreni coesivi:

$$q_b = 9 \cdot c_{ub} + \sigma_{v0}$$

$$\tau_s = \alpha \cdot c_u$$

per terreni incoerenti:

$$q_b = N_q \cdot \sigma_{v0}$$

$$q_s = k_i \cdot \tan \phi' \cdot \sigma_{v0}$$

dove:

c_u = coesione non drenata;

c_{ub} = coesione non drenata alla base del palo;

σ_{v0} = tensione litostatica totale;

α = coefficiente empirico;

$k_i = 0.5$;

N_q = fattore di capacità portante, valutato secondo le indicazioni di Berezantzev, di seguito riportate:

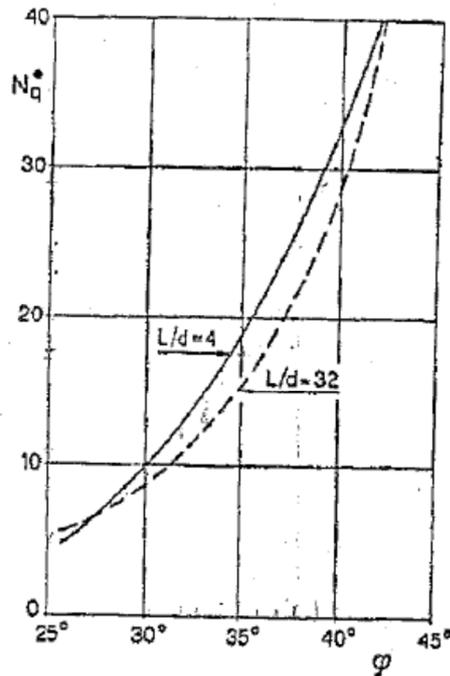


Fig. 5 - COEFFICIENTI N_q^* (BEREZANTZEV, 1965),
CORRISPONDENTI ALL'INSORGERE DELLE DEFORMAZIONI PLASTICHE ALLA PUNTA

Figura 5: Valori del fattore N_q proposti da Berezantzev

Per quanto riguarda il coefficiente empirico α , possono considerarsi i valori della tabella seguente:

c_u (kPa)	α
≤ 25	0.9
Da 25 a 50	0.8
Da 50 a 75	0.6
≥ 75	0.4

4.7 RISULTATI VERIFICHE PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI ASSIALI

Si adotta una lunghezza dei pali pari a 24 m.



PROGETTO DEFINITIVO

POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA

QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO – PAVIA

FASE 2 – QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE - PAVIA

RELAZIONE DI CALCOLO RECINZIONI RIF. MANUALE RFI ED.
2016 §3.12.3.5

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	CLRI0005002	A	15 di 64

CAPACITA' PORTANTE PALO (ECC COMPR.+M1)

z =	3.14	
Interasse pali	2.4	m
Diametro palo =	0.8	m
Quota Falda da p.c. =	-2.0	m
Quota Falda da testa palo =	-0.7	m
Quota P.C. =	1.3	m
Quota testa pali (z=0) =	0.0	m
N =	2198.60	kN
R1(QB) =	1.00	
R1(QL) =	1.00	
γ _s =	1.70	
γ _c =	1.70	

strato	γ (kN/m³)	φ (°)	c _v (kPa)	Nq+
1	19.0	23.0	-	5.0
2	-	-	-	-
3	-	-	-	-
4	-	-	-	-
5	-	-	-	-

CAPACITA' PORTANTE PARATIA DI PALI																							
strato	z (m)	Δh(m)	γ (kN/m³)	γ' (kN/m³)	φ (°)	c _v (kPa)	c _v (kPa)	σ _v (kPa) a Δh/2	q _b (kPa)	q _{bmax} (kPa)	α	ki*tanγ	τ _i (kPa)	τ _{max} (kPa)	Q _b	q _i	Q _L	W _{palo}	Q _{Rd}	N	F _{lim}	z (m)	
1	0.0	0.00	19.0	9.0	23.0	-	24.7	0.0	0.0	4000	0.4	0.2	0.0	100.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2198.60	0.00	0.0	
1	1.0	1.00	19.0	9.0	23.0	-	43.7	29.2	218.5	4000	0.4	0.2	6.2	100.0	109.8	15.6	15.6	3.0	70.8	2198.60	0.03	1.0	
1	2.0	1.00	19.0	9.0	23.0	-	62.7	48.2	313.5	4000	0.4	0.2	10.2	100.0	157.6	25.7	41.3	6.0	111.0	2198.60	0.05	2.0	
1	3.0	1.00	19.0	9.0	23.0	-	81.7	67.2	408.5	4000	0.4	0.2	14.3	100.0	205.3	35.8	77.1	9.0	157.1	2198.60	0.07	3.0	
1	4.0	1.00	19.0	9.0	23.0	-	100.7	86.2	503.5	4000	0.4	0.2	18.3	100.0	253.1	46.0	123.1	12.1	209.2	2198.60	0.10	4.0	
1	5.0	1.00	19.0	9.0	23.0	-	119.7	105.2	598.5	4000	0.4	0.2	22.3	100.0	300.8	56.1	179.2	15.1	267.3	2198.60	0.12	5.0	
1	6.0	1.00	19.0	9.0	23.0	-	138.7	124.2	693.5	4000	0.4	0.2	26.4	100.0	348.6	66.2	245.5	18.1	331.4	2198.60	0.15	6.0	
1	7.0	1.00	19.0	9.0	23.0	-	157.7	143.2	788.5	4000	0.4	0.2	30.4	100.0	396.3	76.4	321.9	21.1	401.4	2198.60	0.18	7.0	
1	8.0	1.00	19.0	9.0	23.0	-	176.7	162.2	883.5	4000	0.4	0.2	34.4	100.0	444.1	86.5	408.4	24.1	477.3	2198.60	0.22	8.0	
1	9.0	1.00	19.0	9.0	23.0	-	195.7	181.2	978.5	4000	0.4	0.2	38.5	100.0	491.8	96.7	505.0	27.1	559.3	2198.60	0.25	9.0	
1	10.0	1.00	19.0	9.0	23.0	-	214.7	200.2	1073.5	4000	0.4	0.2	42.5	100.0	539.6	106.8	611.8	30.1	647.2	2198.60	0.29	10.0	
1	11.0	1.00	19.0	9.0	23.0	-	233.7	219.2	1168.5	4000	0.4	0.2	46.5	100.0	587.4	116.9	728.7	33.2	741.0	2198.60	0.34	11.0	
1	12.0	1.00	19.0	9.0	23.0	-	252.7	238.2	1263.5	4000	0.4	0.2	50.6	100.0	635.1	127.1	855.8	36.2	840.8	2198.60	0.38	12.0	
1	13.0	1.00	19.0	9.0	23.0	-	271.7	257.2	1358.5	4000	0.4	0.2	54.6	100.0	682.9	137.2	993.0	39.2	946.6	2198.60	0.43	13.0	
1	14.0	1.00	19.0	9.0	23.0	-	290.7	276.2	1453.5	4000	0.4	0.2	58.6	100.0	730.6	147.3	1140.3	42.2	1058.3	2198.60	0.48	14.0	
1	15.0	1.00	19.0	9.0	23.0	-	309.7	295.2	1548.5	4000	0.4	0.2	62.7	100.0	778.4	157.5	1297.8	45.2	1176.0	2198.60	0.53	15.0	
1	16.0	1.00	19.0	9.0	23.0	-	328.7	314.2	1643.5	4000	0.4	0.2	66.7	100.0	826.1	167.6	1465.4	48.2	1299.7	2198.60	0.59	16.0	
1	17.0	1.00	19.0	9.0	23.0	-	347.7	333.2	1738.5	4000	0.4	0.2	70.7	100.0	873.9	177.7	1643.1	51.2	1429.3	2198.60	0.65	17.0	
1	18.0	1.00	19.0	9.0	23.0	-	366.7	352.2	1833.5	4000	0.4	0.2	74.8	100.0	921.6	187.9	1831.0	54.3	1564.9	2198.60	0.71	18.0	
1	19.0	1.00	19.0	9.0	23.0	-	385.7	371.2	1928.5	4000	0.4	0.2	78.8	100.0	969.4	198.0	2029.0	57.3	1706.5	2198.60	0.76	19.0	
1	20.0	1.00	19.0	9.0	23.0	-	404.7	390.2	2023.5	4000	0.4	0.2	82.8	100.0	1017.1	208.1	2237.1	60.3	1854.0	2198.60	0.84	20.0	
1	21.0	1.00	19.0	9.0	23.0	-	423.7	409.2	2118.5	4000	0.4	0.2	86.8	100.0	1064.9	218.3	2455.4	63.3	2007.4	2198.60	0.91	21.0	
1	22.0	1.00	19.0	9.0	23.0	-	442.7	428.2	2213.5	4000	0.4	0.2	90.9	100.0	1112.6	228.4	2683.8	66.3	2166.9	2198.60	0.99	22.0	
1	23.0	1.00	19.0	9.0	23.0	-	461.7	447.2	2308.5	4000	0.4	0.2	94.9	100.0	1160.4	238.5	2922.3	69.3	2332.3	2198.60	1.06	>1	
1	24.0	1.00	19.0	9.0	23.0	-	480.7	466.2	2403.5	4000	0.4	0.2	98.9	100.0	1208.1	248.7	3171.0	72.3	2503.6	2198.60	1.14	>1	

CAPACITA' PORTANTE PALO (ECC TRAZIONE+M1)

z =	3.142	
Interasse pali	2.4	m
Diametro palo =	0.8	m
Quota Falda da p.c. =	-2.0	m
Quota Falda da testa palo =	-0.7	m
Quota P.C. =	1.3	m
Quota testa pali (z=0) =	0.0	m
N =	-1516.06	kN
R1(QB)=	1.00	
R1(QL)=	1.00	
γ _s =	1.70	
γ _c =	1.70	

strato	γ (kN/m³)	φ (°)	c _v (kPa)	Nq+
1	19.0	23.0	-	5.0
2	-	-	-	-
3	-	-	-	-
4	-	-	-	-
5	-	-	-	-

CAPACITA' PORTANTE PARATIA DI PALI -																							
strato	z (m)	Δh(m)	γ (kN/m³)	γ' (kN/m³)	φ (°)	c _v (kPa)	c _v (kPa)	σ _v (kPa) a Δh/2	q _b (kPa)	q _{bmax} (kPa)	α	ki*tanγ	τ _i (kPa)	τ _{max} (kPa)	Q _b	q _i	Q _L	W _{palo}	Q _{Rd}	N	F _{lim}	z (m)	
1	0.0	0.00	19.0	9.0	23.0	-	24.7	0.0	0.0	4000	0.4	0.2	0.0	100.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1516.06	0.00	0.0	
1	1.0	1.00	19.0	9.0	23.0	-	43.7	29.2	218.5	4000	0.4	0.2	6.2	100.0	0.0	15.6	15.6	3.0	12.2	-1516.06	0.01	1.0	
1	2.0	1.00	19.0	9.0	23.0	-	62.7	48.2	313.5	4000	0.4	0.2	10.2	100.0	0.0	25.7	41.3	6.0	30.3	-1516.06	0.02	2.0	
1	3.0	1.00	19.0	9.0	23.0	-	81.7	67.2	408.5	4000	0.4	0.2	14.3	100.0	0.0	35.8	77.1	9.0	54.4	-1516.06	0.04	3.0	
1	4.0	1.00	19.0	9.0	23.0	-	100.7	86.2	503.5	4000	0.4	0.2	18.3	100.0	0.0	46.0	123.1	12.1	84.5	-1516.06	0.06	4.0	
1	5.0	1.00	19.0	9.0	23.0	-	119.7	105.2	598.5	4000	0.4	0.2	22.3	100.0	0.0	56.1	179.2	15.1	120.5	-1516.06	0.08	5.0	
1	6.0	1.00	19.0	9.0	23.0	-	138.7	124.2	693.5	4000	0.4	0.2	26.4	100.0	0.0	66.2	245.5	18.1	162.5	-1516.06	0.11	6.0	
1	7.0	1.00	19.0	9.0	23.0	-	157.7	143.2	788.5	4000	0.4	0.2	30.4	100.0	0.0	76.4	321.9	21.1	210.4	-1516.06	0.14	7.0	
1	8.0	1.00	19.0	9.0	23.0	-	176.7	162.2	883.5	4000	0.4	0.2	34.4	100.0	0.0	86.5	408.4	24.1	264.3	-1516.06	0.17	8.0	
1	9.0	1.00	19.0	9.0	23.0	-	195.7	181.2	978.5	4000	0.4	0.2	38.5	100.0	0.0	96.7	505.0	27.1	324.2	-1516.06	0.21	9.0	
1	10.0	1.00	19.0	9.0	23.0	-	214.7	200.2	1073.5	4000	0.4	0.2	42.5	100.0	0.0	106.8	611.8	30.1	390.0	-1516.06	0.26	10.0	
1	11.0	1.00	19.0	9.0	23.0	-	233.7	219.2	1168.5	4000	0.4	0.2	46.5	100.0	0.0	116.9	728.7	33.2	461.8	-1516.06	0.30	11.0	
1	12.0	1.00	19.0	9.0	23.0	-	252.7	238.2	1263.5	4000	0.4	0.2	50.6	100.0	0.0	127.1	855.8	36.2	539.6	-1516.06	0.36	12.0	
1	13.0	1.00	19.0	9.0	23.0	-	271.7	257.2	1358.5	4000	0.4	0.2	54.6	100.0	0.0	137.2	993.0	39.2	623.3	-1516.06	0.41	13.0	
1	14.0	1.00	19.0	9.0	23.0	-	290.7	276.2	1453.5	4000	0.4	0.2	58.6	100.0	0.0	147.3	1140.3	42.2	713.0	-1516.06	0.47	14.0	
1	15.0	1.00	19.0	9.0	23.0	-	309.7	295.2	1548.5	4000	0.4	0.2	62.7	100.0	0.0	157.5	1297.8	45.2	808.6	-1516.06	0.53	15.0	
1	16.0	1.00	19.0	9.0	23.0	-	328.7	314.2	1643.5	4000	0.4	0.2	66.7	100.0	0.0	167.6	1465.4	48.2	910.2	-1516.06	0.60	16.0	
1	17.0	1.00	19.0	9.0	23.0	-	347.7	333.2	1738.5	4000	0.4	0.2	70.7	100.0	0.0	177.7	1643.1	51.2	1017.8	-1516.06	0.67	17.0	
1	18.0	1.00	19.0	9.0	23.0	-	366.7	352.2	1833.5	4000	0.4	0.2	74.8	100.0	0.0	187.9	1831.0	54.3	1131.3	-1516.06	0.75	18.0	
1	19.0	1.00	19.0	9.0	23.0	-	385.7	371.2	1928.5	4000	0.4	0.2	78.8	100.0	0.0	198.0	2029.0	57.3	1250.8	-1516.06	0.83	19.0	
1																							



PROGETTO DEFINITIVO

POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA

QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO – PAVIA

FASE 2 – QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE - PAVIA

RELAZIONE DI CALCOLO RECINZIONI RIF. MANUALE RFI ED.
2016 §3.12.3.5

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 26	CLRI0005002	A	16 di 64

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

I calcoli statici sono stati eseguiti prevedendo l'impiego dei seguenti materiali.

Calcestruzzo per cordolo: C 30/37

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

resistenza caratteristica cilindrica

$$E_c = 32836.6 \text{ MPa}$$

modulo elastico

Calcestruzzo per pali gettati in opera: C 25/30

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

resistenza caratteristica cilindrica

$$E_c = 31475.8 \text{ MPa}$$

modulo elastico

Calcestruzzo per muro: C 32/40

$$f_{ck} = 32 \text{ MPa}$$

resistenza caratteristica cilindrica

$$E_c = 36643.8 \text{ MPa}$$

modulo elastico

Acciaio da c.a.: B 450 C

$$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$$

resistenza caratteristica cilindrica

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

modulo elastico

5.1 COPRIFERRO

Il copriferro netto vale 50 mm per i muri.

Il copriferro netto vale 60 mm per i pali.

6 CARATTERISTICHE DEL TERRENO

Le verifiche sono state condotte in riferimento alle caratteristiche geotecniche peggiori riscontrabili sulla linea oggetto di intervento.

Il terreno si considera quindi costituito un'unica unità caratterizzata dai seguenti parametri:

$$c' = 0 \text{ kPa}$$

$$\varphi' = 23^\circ$$

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

Il terreno di monte è costituito da rilevato ferroviario, per il quale si utilizzano i seguenti parametri:

$$c' = 0 \text{ kPa}$$

$$\varphi' = 38^\circ$$

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

Per la falda è assunta, la minima distanza dal p.c. riscontrabile nella zona omogenea scelta per il calcolo, ovvero 2 m.

7 ANALISI DEI CARICHI

Di seguito si riporta l'analisi dei carichi agenti globalmente sulla struttura. Il calcolo è stato effettuato su una striscia di larghezza unitaria di muro.

7.1 PESI PROPRI STRUTTURALI

I pesi sono stati valutati considerando un peso specifico del CLS pari a 25 kN/mc.

7.1.1 Sovraccarichi permanenti portati

Il peso del ballast e dell'armamento è stato considerato pari a 14.40 kN/m² ottenuto considerando un sovraccarico di 18 kN/m² per un'altezza pari a 0.8 m.

7.2 AZIONI DA TRAFFICO FERROVIARIO

È stato applicato il contributo alla spinta sul paramento dovuto al sovraccarico ferroviario posto pari a 40 kN/mq ripartito in fase statica e 8 kN/mq in fase sismica (pari al 20% del carico in condizioni statiche in accordo con le NTC08).

7.3 AZIONI PROVENIENTI DALLA SPINTA DEL TERRENO

Per la determinazione delle azioni applicate alle spalle dal rinterro si assumono i parametri geotecnici indicati al capitolo 4.

7.4 AZIONI PROVENIENTI DALLE BARRIERE ANTIRUMORE

L'azione principale agente sulle barriere antirumore è quella del vento, che viene combinata con le sovrappressioni dovute al passaggio dei convogli calcolate secondo quanto indicato al paragrafo 5.2.2.7 delle NTC 2008 (Rif. Manuale: Parte II – Sezione II – Paragrafo 2.5.1.4.6).

Su metro lineare di muro si applicano nei due casi di vento diretto da esterno verso l'interno e viceversa, scegliendo caso per caso la condizione più sfavorevole per il muro. Si considerano ai fini dei calcoli solo i casi di vento spingente nella stessa direzione del terreno essendo questa la condizione peggiore.

Calcolo della pressione del vento
Caratteristiche del sito

-	zona	1	-
-	classe di rugosità del terreno	D	-
-	categoria di esposizione	II	-
v_{b0}	parametri caratteristici della zona individuata	25	m/s
a_0		1000	m
k_a		0.01	s^{-1}

Coefficienti di forma

c_p	coefficiente di forma per la barriera	2.1	-
-------	---------------------------------------	-----	---

Calcolo del coefficiente di esposizione

k_r	parametri per la definizione del coefficiente di esposizione	0.19	-
z_0		0.05	-
z_{min}		4	m
z	altezza del punto considerato	9	m
c_t	coefficiente di topografia	1	-
$C_e(z_{min})$	coefficiente di esposizione minimo	1.80	-
C_e	coefficiente di esposizione	2.29	-
c_d	coefficiente dinamico	1	-

Calcolo della pressione cinetica di riferimento

v_b	velocità di riferimento	25	m/s
ρ	densità media dell'aria	1.25	kg/m^3
q_b	pressione cinetica di riferimento	391	N/m^2

Calcolo della pressione del vento

p_k	pressione del vento sulla barriera ($c_p=2.1$)	1.5	kN/m^2
-------	--	-----	----------

Calcolo degli effetti aerodinamici associati al passaggio dei convogli
Caratteristiche della linea ferroviaria

a_g	distanza della barriera dall'asse del binario	4	m
v	velocità del treno	160	km/h
k_1	coefficiente forma aerodinamica	1	-
q_{1k}	pressione agente	200	N/m^2

Calcolo della pressione aerodinamica

q_k	pressione aerodinamica sulla barriera	0.20	kN/m^2
-------	---------------------------------------	------	----------

A favore di sicurezza la pressione aerodinamica associata al passaggio dei convogli viene applicata su tutta l'altezza della barriera e sommata interamente al valore di pressione del vento.

A favore di sicurezza è stato trascurato il contributo del carico assiale sul muro e sui pali dovuto al peso proprio delle barriere.

7.5 AZIONI SISMICHE

Per tutte le opere d'arte di progetto vengono utilizzati i seguenti valori: VN=50 anni e classe d'uso III a cui corrisponde un coefficiente d'uso CU = 1.50.

La vita di riferimento VR è quindi pari a 75 anni.

I parametri utilizzati per la definizione dell'azione sismica sono riportati di seguito.

- Classe d'uso: III
- Coefficiente d'uso CU = 1.5
- Vita nominale VN = 50anni
- Categoria di suolo: C
- Condizione topografica: T1
- Fattore di struttura q = 1.0

È stato utilizzato il valore di accelerazione più gravoso riscontrato su tutta la tratta dell'opera in esame:

$$a_g = 0.789 \text{ m/s}^2$$

7.6 SPINTA STATICA DEL TERRENO

Le spinte del terreno a monte degli elementi verticali della spalla sono calcolate con la teoria di Rankine, con distribuzione triangolare delle tensioni e conseguente risultante della spinta al metro pari a $S=1/2 \cdot k_a \cdot \gamma \cdot H^2$, applicata ad 1/3 dal basso. Si applica il coefficiente di spinta attiva in quanto il terreno spinge contro il muro. La spinta in condizioni di esercizio viene calcolata con il coefficiente di spinta attiva $k_a = (1 - \sin\phi)/(1 + \sin\phi)$.

7.7 SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO ACCIDENTALE

Per considerare la presenza di un sovraccarico da traffico gravante a tergo, si considera un carico uniformemente distribuito. Il valore della spinta risultante al metro è dunque pari a $S=k_a \cdot q \cdot H$, con punto di applicazione posizionato a metà dell'altezza dell'elemento su cui insiste.

7.8 SOVRASPINTA SISMICA

In condizione sismica si considera un incremento della spinta del terreno rispetto alla condizione statica in esercizio in accordo con NTC08 7.11.6.2.1. Vale la seguente formula:

- $K_h = \beta_m a_{max}/g$
- Con $\beta_m=0.24$ (cat.C)

7.9 AZIONI DA URTO FERROVIARIO

Si fa riferimento al Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione II paragrafo 3.12.3.5 dove viene richiamato il paragrafo 3.6.3.4 delle NTC 2008 (Urti da traffico ferroviario).

Per tutte le opere d'arte di progetto vengono utilizzati i seguenti valori:

- Urto in direzione perpendicolare al binario (distanza dal binario tra 3.00 e 5.00 m): 1500 kN
- Urto in direzione parallela al binario (distanza dal binario tra 3.00 e 5.00 m): 4000 kN

Si considera che l'impatto avvenga a 1.80 m dal PF su una impronta di circa 2.0 m.

8 COMBINAZIONE DEI CARICHI

In linea con quanto riportato nel quadro normativo vigente, le azioni descritte nei paragrafi precedenti sono combinate nel modo seguente:

combinazione fondamentale (SLU):

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

combinazione sismica:

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

combinazione eccezionale:

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

combinazione Rara (SLE irreversibile):

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

combinazione Frequente (SLE reversibile):

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

combinazione Quasi Permanente (SLE per gli effetti a lungo termine):

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

Gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli vanno sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti indicati nella tabella seguente.

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,00	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,00	0,00	1,0 (0,0)	1,0(0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,00	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6; 0,4)	↓	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	fessurazione

Azione dominante
 (1) Includendo tutti i fattori ad essi relativi (Φ, α, ecc.)
 (2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1, 2, 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali.

Tab. 1 – Valutazione dei carichi da traffico

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali ed i coefficienti di combinazione ψ delle tabelle seguenti.

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.
⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.
⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.
⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

Tab. 2 – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F _{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T _k	0,60	0,60	0,50

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Tab. 3 – Coefficienti di combinazione ψ delle azioni

Per la combinazione da urto ferroviario si considerano le seguenti assunzioni:

- Combinazione: $G_k + A + \psi_{21} Q_k$ con $\psi_{21} = 0.2$
- Coefficienti $\gamma_M = 1.0$ per tutti i materiali

9 SCHEMA DI CALCOLO, SOLLECITAZIONI E VERIFICHE

9.1 RECINZIONE

Lo schema di calcolo è quello di un muro continuo avente spessore minimo 50 cm, di altezza massima pari a 6.3 m (2.00 m dal piano del ferro). Il muro in oggetto è dimensionato per accogliere la barriera antirumore e per assorbire l'urto da traffico ferroviario.

In tal senso si evidenzia che la combinazione eccezionale di urto risulta di gran lunga più dimensionante rispetto a tutte le combinazioni sia statiche che sismiche; in tal senso, nel seguito saranno riassunte solamente le verifiche condotte per tale combinazione.

Ogni 12 metri sono previsti dei giunti con chiave di taglio in modo da far collaborare il più possibile i conci adiacenti nell'eventualità che l'urto avvenga in prossimità dei giunti.

Per poter ripartire le forze dell'urto su un tratto più lungo possibile, il rapporto tra le armature orizzontali e verticali viene posto uguale al 60%. Le armature sono costituite in verticale da barre $\phi 24/10$ sulla faccia lato treno, $\phi 20/20$ sulla faccia esterna ed orizzontalmente $\phi 16/100$. Le spille sono costituite da $\phi 12$ maglia 200x100.

Il sistema di fondazioni è costituito da pali $D=800$ mm in cemento armato posti ad interasse pari a 1.80 m collegati in testa da un cordolo di ripartizione senza giunti longitudinali (annegato nel rilevato ferroviario) di sezione trasversale 1.20x0.80 m. I pali sono armati con 10 barre $\phi 24$.

Ai fini della valutazione delle sollecitazioni sia nei pali che nel cordolo di fondazione occorre considerare la diffusione del carico trasversale di 1500 kN. La lunghezza di diffusione può essere valutata considerando che l'impatto avvenga a 1.80 m dal PF su una impronta di circa 2.0 m.

L'altezza totale del punto di applicazione dell'urto fino alla quota media del cordolo di fondazione è pari a circa 4.70 m; ipotizzando una diffusione a 45° all'interno del muro fino al baricentro del cordolo, si ottiene una lunghezza di diffusione di $5.9+5.9+2.00 = 13.8$ m.

La forza di impatto a metro lineare è pertanto pari a $1500 \text{ kN} / 13.8 = 108.7 \text{ kN/m}$.

Il muro è stato modellato come una struttura bidimensionale determinando le sollecitazioni per metro di lunghezza. Per le azioni in testa ai pali, si è tenuto conto del passo di distribuzione degli stessi (moltiplicando il valore a metro lineare per l'interpalo).

Le verifiche a portanza orizzontale sono state eseguite secondo le ipotesi della teoria di Broms.

9.2 ZONA TERMINALE RECINZIONE

L'asse del muro è posizionato in direzione inclinata di circa 45° rispetto alla direzione di marcia, pertanto tale azione si considera agente, in favore di sicurezza, in direzione ortogonale al muro ed è applicata a 1,80 m dal piano ferro.



PROGETTO DEFINITIVO

POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA

QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO – PAVIA

FASE 2 – QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE - PAVIA

RELAZIONE DI CALCOLO RECINZIONI RIF. MANUALE RFI ED.
2016 §3.12.3.5

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 26	CLRI0005002	A	26 di 64

Inoltre l'azione di deragliamento si considera agente su un'impronta di 2 m e considerando la diffusione a 45° a partire dal punto di applicazione posto a 1,80 m dal piano ferro (5,10 m dallo spiccato del muro), ed essendo la lunghezza del muro pari a 6,10 m, avremo un'azione uniformemente distribuita pari a:

$$Ad = 2000/6.1=327.87 \text{ kN/m}$$



PROGETTO DEFINITIVO

POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA

QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO – PAVIA

FASE 2 – QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE - PAVIA

RELAZIONE DI CALCOLO RECINZIONI RIF. MANUALE RFI ED.
2016 §3.12.3.5

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 26	CLRI0005002	A	28 di 64

10 VERIFICHE RECINZIONE

10.1 VERIFICHE STRUTTURALI PARAMENTO

Nei paragrafi seguenti sono state riportate le verifiche a flessione e taglio dell'elemento verticale del muro di linea antisvio. La sezione resistente considerata per le verifiche ha larghezza unitaria ($B=1.0$ m).

Le sollecitazioni ricavate all'intradosso del cordolo, relative alla combinazione eccezionale, del muro (per un metro di larghezza) sono le seguenti:

N	165.8	kN
T	179.6	kN
M	774.6	kNm

Le verifiche sono effettuate con il Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite.

Le sollecitazioni adoperate sono state ottenute con l'ausilio di un apposito foglio di calcolo, riportato nell'allegato.

Il momento sollecitante positivo tende le fibre lato monte.

Le tensioni di trazione sono state assunte negative mentre quelle di compressione positive, salvo diversa indicazione.

Le unità di misura adottate sono i kN per le forze, i kNm per i momenti e i MPa per le tensioni, salvo diversa indicazione.

Armature verticali: \varnothing 24/10 sul lato teso, \varnothing 20/20 sul lato compresso

Armature orizzontali: \varnothing 16/10 sul lato teso, \varnothing 16/10 sul lato compresso

Spille \varnothing 12/20x10 a quinconce

Altezza sezione di verifica: 0.5 m.

10.1.1 Verifica a presso-flessione (SLU – Combinazione eccezionale)

$$M_{SLU} = 774.6 \text{ kNm}$$

$$N_{SLU} = 165.8 \text{ kN (peso proprio)}$$

10.1.2 Verifica a taglio (SLU – Combinazione eccezionale)

La verifica è riportata nella seguente tabella.

Le sollecitazioni sono dovute alla combinazione eccezionale e sono effettuate in corrispondenza della sezione in prossimità dell'urto, dove la diffusione non è ancora avvenuta e il taglio risulta quindi più elevato. Per cui la sollecitazione di taglio di progetto è data dal valore della forza statica equivalente all'urto (1500 kN) divisa per l'area di impatto (2 m) ed è quindi uguale a 750 kN.

La verifica in condizioni sismiche viene omessa in quanto le sollecitazioni in tali condizioni sono inferiori a quelle dovute alla combinazione eccezionale.

Si dispongono spille $\varnothing 12/20 \times 10$.

$V_{Ed} = T_{SLU}$	750	kN
	750000	N
A_{sw}	565	mm ²
s	100	mm
f_{ywd}	450	MPa
cot θ	1	
α_c	1	
$z = 0.9d$	379.8	mm
v	0.5232	
$V_{Rd,s}$	965641.5	N
$V_{Rd,s \max}$	2016095.0	N
$V_{Rd,c}$ effettivo	965641.5	N
Verifica	OK	

Si ottiene un coefficiente di sicurezza di 1.11, la verifica risulta quindi soddisfatta.

10.2 VERIFICA PORTANZA LATERALE PALO

$$V_{sd}=179.6*1.8=323.3 \text{ kN}$$

Sotto le ipotesi semplificate della teoria di Broms, viene calcolata la massima forza laterale sostenuta dal palo.

Modello di calcolo

Δz	passo di discretizzazione	0.08	[m]
------------	---------------------------	------	-----

Caratteristiche del terreno 1

γ	peso specifico del terreno	18	[kN/m ³]
φ	angolo d'attrito del terreno	23	[°]

Caratteristiche del terreno 2

γ	peso specifico del terreno	0	[kN/m ³]
φ	angolo d'attrito del terreno	0	[°]

Dati stratigrafia

h_w	posizione della falda da p.c.	1	[m]
h_1	profondità base terreno 1	20	[m]

Caratteristiche del palo

d	diametro del palo	0.8	[m]
L	lunghezza del palo	8	[m]
L'	distanza della testa del palo dal p.c.	1.3	[m]
h_b	profondità base del palo	9.3	[m]
M_y	momento di plasticizzazione del palo	1467.0	[Mpa]

Meccanismo di palo corto

H_c	forza orizzontale massima mecc. palo corto	914.5	[kN]
f	profondità di annullamento del taglio	-4.4	[m]
M_{max}	momento massimo	2319.8	[kNm]

Meccanismo di palo lungo

H_l	forza orizzontale massima mecc. palo lungo	703.2	[kN]
f	profondità di annullamento del taglio	-3.68	[m]
M_{max}	momento massimo	1467	[kNm]
f.o.	funzione obbiettivo per calcolo H_l	0.0	-

Comportamento

meccanismo di palo lungo

H	valore caratteristico della resistenza	703.2	[kN]
γ_R	coefficiente parziale sulla resistenza	1.3	-
H_d	valore di progetto della resistenza	540.9	[kN]

Si ottiene un coefficiente di sicurezza di 1.67, la verifica risulta quindi soddisfatta.

10.3 VERIFICHE STRUTTURALI PALO

Le sollecitazioni alla testa del singolo palo, ottenute moltiplicando le sollecitazioni all'intradosso del cordolo per un fattore 1.8 (passo dei pali) sono le seguenti:

N	298.4	kN
T	323.3	kN
M	1394.3	kNm

Le verifiche sono condotte in riferimento alle seguenti armature:

Armature verticali: 22 Ø 22

Armature orizzontali: Staffe Ø12/15

10.3.1 Verifica a pressoflessione (SLU - Combinazione Eccezionale)

$$M_{SLU} = 1394.3 \text{ kNm}$$

$$N_{SLU} = 0$$

A favore di sicurezza si trascura l'azione verticale sul palo per la verifica a pressoflessione.

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 40 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 22
 Diametro barre: 2.6 [cm]
 Copriferro (baric.): 8.5 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipologia Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
 M_{xEd}: 1394.3 kNm
 M_{yEd}: 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

Tipologia flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

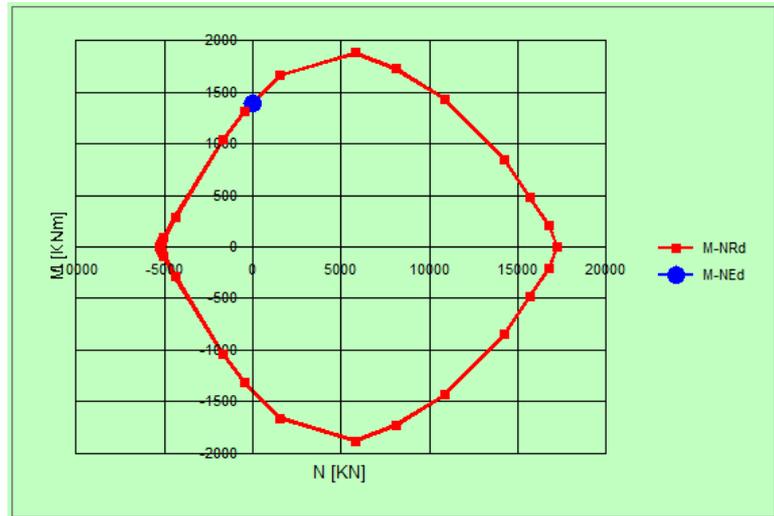
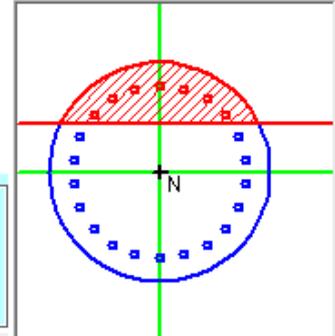
Materiali

B450C C25/30

ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 450 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
 E_s: 200 000 N/mm² f_{cd}: 25 N/mm²
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
 ε_{syd}: 2.25 ‰ σ_{c,adm}: 9.75 N/mm²
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6
 τ_{c1}: 1.829

M_{xRd}: 1 412 kN m

σ_c: -25 N/mm²
 σ_s: 450 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 7.64 ‰
 d: 71.5 cm
 x: 22.46 x/d: 0.3142
 δ: 0.8327



Sollecitazioni

N.	N [kN]	M [kNm]
1	0	1394.3

Aggiunge

Valori Infiltrici punti

Il coefficiente di sicurezza è pari a 1.05 e quindi la verifica risulta soddisfatta.

10.3.2 Verifica a taglio (SLU – Combinazione eccezionale)

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC2008 CON ARMATURE A TAGLIO

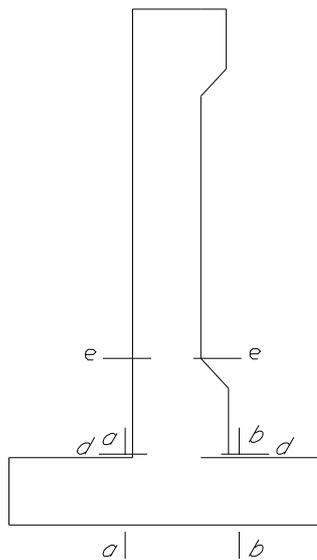
$V_{Ed} = T_{SLU}$	323.3	kN
	323300	N
A_{sw}	226	mm ²
s	150	mm
f_{ywd}	450	MPa
cot θ	1	
α_c	1	
$z = 0.9d$	513.54	mm
v	0.5232	
$V_{Rd,s}$	348180.1	N
$V_{Rd,s \max}$	3300731	N
$V_{Rd,c \text{ effettivo}}$	348180.1	N
Verifica	OK	

Vengono disposte staffe Ø12/15.

11 VERIFICHE ZONA TERMINALE RECINZIONE

11.1 RISULTATI VERIFICHE STRUTTURALI DEL MURO

Di seguito vengono riportati i risultati delle verifiche strutturali del muro, nelle sezioni indicate in figura, in forma tabellare esplicitate nell' allegato 1:



MATERIALI ELEVAZIONE

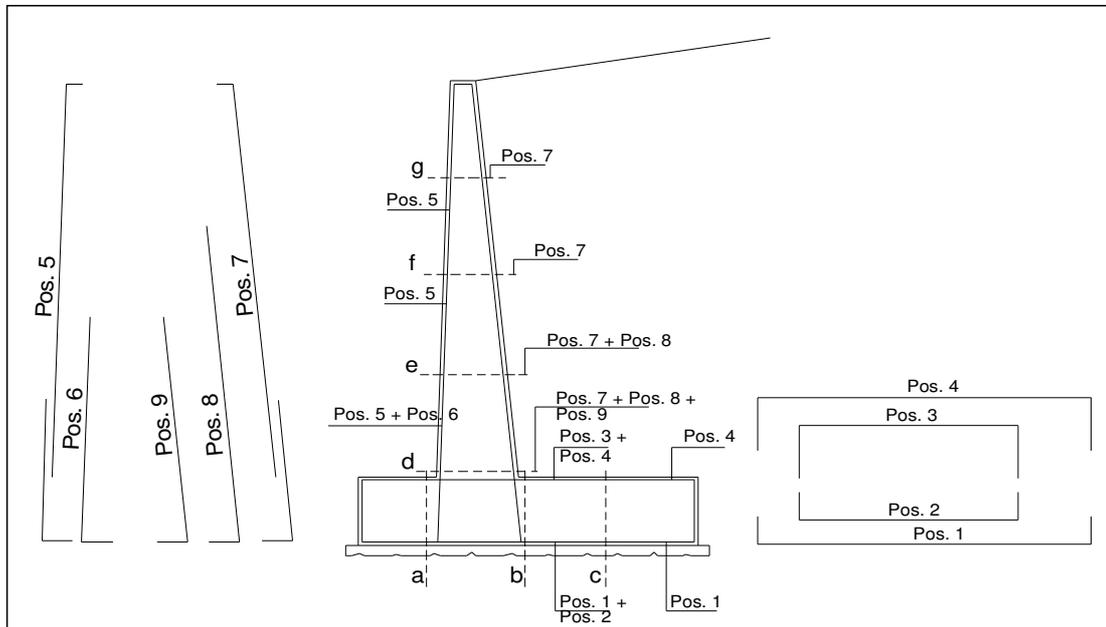
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
Calcestruzzo		Acciaio	
Rck =	40 (MPa)	tipo di acciaio	B450C
γ_c =	1.2	f _{yk} =	450 (MPa)
f _{cd} = Rck / $\gamma_{m,c}$ =	33.20 (MPa)	γ_E =	1.00
Copriferro		γ_s =	1.00
c =	6.90 (cm)	f _{yd} = f _{yk} / γ_s / γ_E =	450.00 (MPa)
		E _s =	210000 (MPa)
		ϵ_{ys} =	0.21%
		ϵ_{uk} =	7.500%
		ϵ_{ud} =	6.750%
Copriferro minimo di normativa	(ricoprimento armatura)		
c _{min} =	4.00 (cm)		

MATERIALI FONDAZIONE

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

<u>Calcestruzzo</u>		<u>Acciaio</u>	
Rck =	30 (MPa)	tipo di acciaio	B450C
γ_c =	1.2	fyk =	450 (MPa)
fcd = Rck / $\gamma_{m,c}$ =	24.90 (MPa)	γ_E =	1.00
		γ_S =	1.00
		fyd = fyk / γ_S / γ_E =	450.00 (MPa)
<u>Copriferro</u>		Es =	210000 (MPa)
c =	6.90 (cm)	ϵ_{ys} =	0.21%
		ϵ_{uk} =	7.500%
		ϵ_{ud} =	6.750%
<u>Copriferro minimo di normativa</u>	(ricoprimento armatura)		
c _{min} =	4.00 (cm)		

SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE							
pos	n°/ml	φ	ya _G (cm)	pos	n°/ml	φ	ya _G (cm)
1	5.0	26.0	6.9	5	5.0	20.0	6.6
2	5.0	20.0	6.9	6	0.0	0.0	0.0
3	5.0	26.0	73.1	7	10.0	24.0	68.0
4	5.0	20.0	73.1	8	10.0	26.0	73.1
				9	0.0	0.0	0.0

ARMATURA MINIMA

L'armatura minima principale in fondazione deve essere in percentuale non inferiore allo 0.2% dell'area di conglomerato sia a inferiormente che superiormente per l'intera lunghezza.

L'armatura minima principale sul muro presente in zona tesa deve essere in percentuale non inferiore allo 0.15% dell'area di conglomerato per l'intera lunghezza.

L'armatura secondaria, ortogonale a quella principale, deve essere pari al massimo delle seguenti percentuali:

- 0.1% dell'area di conglomerato in entrambi i lembi;
- 20% dell'armatura principale.

Pertanto l'armatura secondaria sarà pari a:

sez. a-a: 1φ16/20 (ripartitori in fondazione);

sez. b-b: 1φ16/20 (ripartitori in fondazione);

sez. d-d: 1φ16/15 (ripartitori in elevazione).

Di seguito si riportano le verifiche condotte con l'involuppo delle sollecitazioni massime nelle sezioni di verifica:

	Sez.	COMB.	SOLL.	Msd	Nsd	Ved	h	Af	A'f
	(-)		MAX	(kNm)	(kN)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)
ECC+M1+R1	a - a	caso ECC+M1+R1		711.84	0.00	887.08	0.80	26.55	26.55
	b - b	caso ECC+M1+R1		-866.44	0.00	118.77	0.80	26.55	26.55
	d - d	caso ECC+M1+R1	Mmax	1706.52	88.16	364.53	0.80	98.33	15.71
	e - e	caso ECC+M1+R1	Mmax	1354.33	66.71	344.15	0.50	98.33	15.71

Viene effettuata la sola verifica della sezione B-B più gravosa a parità di armatura tra i due lembi.

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

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

Titolo: SEZ. B-B

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	80	1	42.25	6.9
			2	42.25	73.1

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 866.44 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

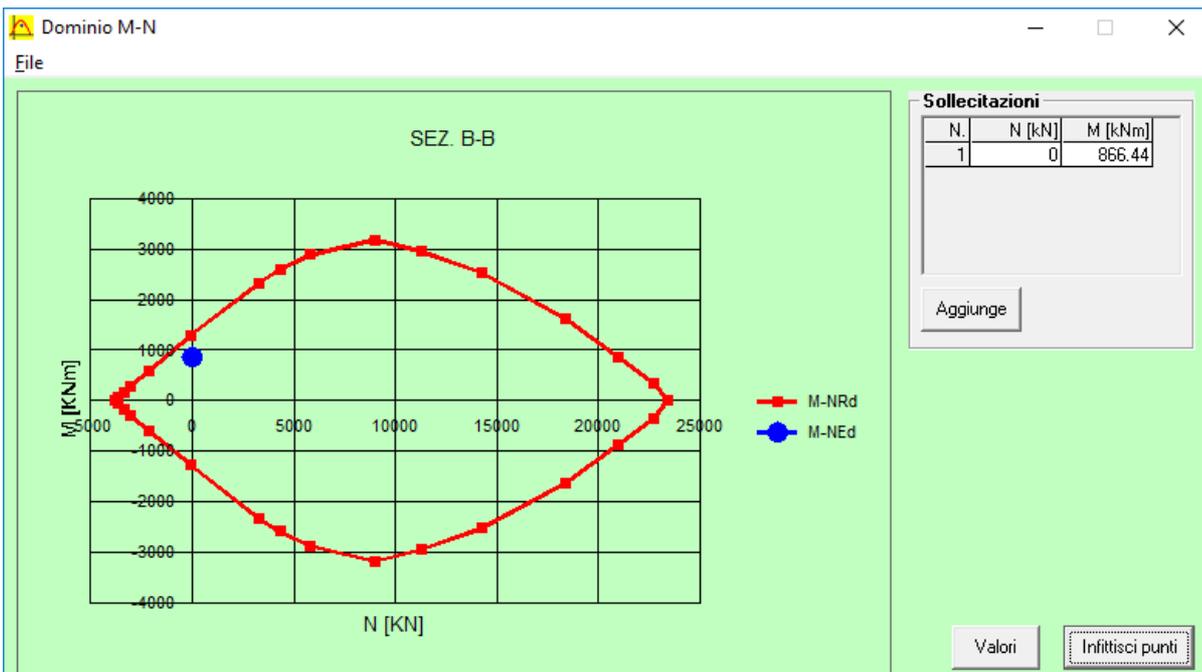
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali
B450C-UR **C25/30**
 E_{su} 67.5 ‰ E_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 450 N/mm² E_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 25 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 E_{syd} 2.25 ‰ σ_{c,adm} 9.75
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 1,316 kNm
 σ_c -25 N/mm²
 σ_s 450 N/mm²
 E_c 3.5 ‰
 E_s 29.47 ‰
 d 73.1 cm
 x 7.76 x/d 0.1062
 δ 0.7

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso



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

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

Titolo: SEZ. D-D

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	80	1	15.7	6.6
			2	45.2	68
			3	53.1	73.1

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 88.16 kN
M_{xEd}: 1706.52 kNm
M_{yEd}: 0

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

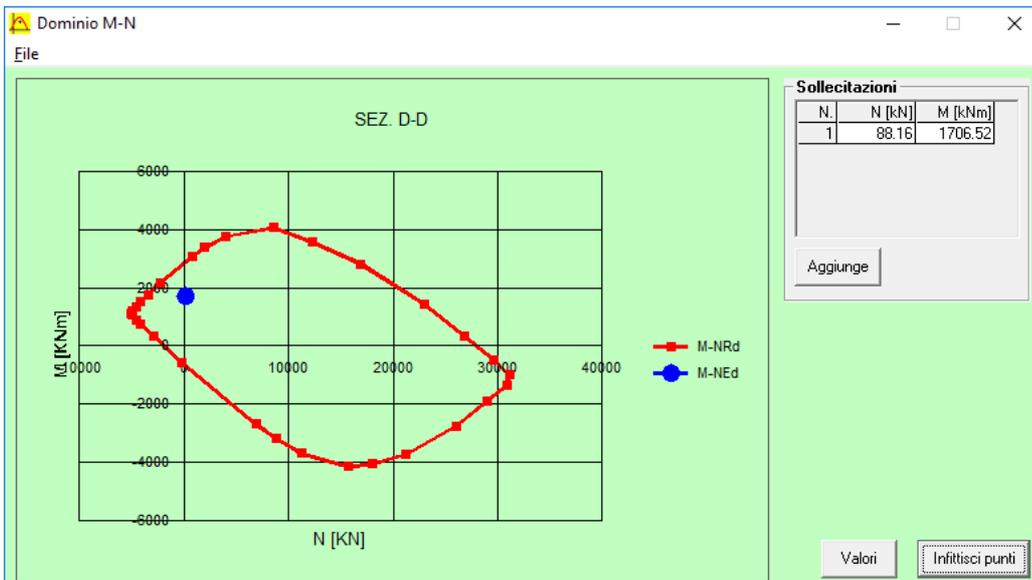
L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali: B450C-UR C32/40

ε_{su}: 67.5 % ε_{c2}: 2 %
f_{yd}: 450 N/mm² ε_{cu}: 3.5 %
E_s: 200,000 N/mm² f_{cd}: 33.2 %
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8 ?
ε_{syd}: 2.25 % σ_{c,adm}: 12.25
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.7333
τ_{c1}: 2.114

M_{xRd}: 2,889 kN m
σ_c: -33.2 N/mm²
σ_s: 450 N/mm²
ε_c: 3.5 %
ε_s: 14.09 %
d: 73.1 cm
x: 14.55 x/d: 0.199
δ: 0.7



Verifica C.A. S.L.U. - File: MURO-1

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

Titolo: SEZ. E-E

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.7	6.6
2	45.2	38
3	53.1	43.1

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 66.71 0 kN
M_{xEd} 1354.33 0 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C-UR C32/40
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 450 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 33.2 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 2.25 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 1.545 kN m
 σ_c -33.2 N/mm²
 σ_s 450 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 6.919 ‰
d 43.1 cm
x 14.48 x/d 0.3359
 δ 0.8599

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

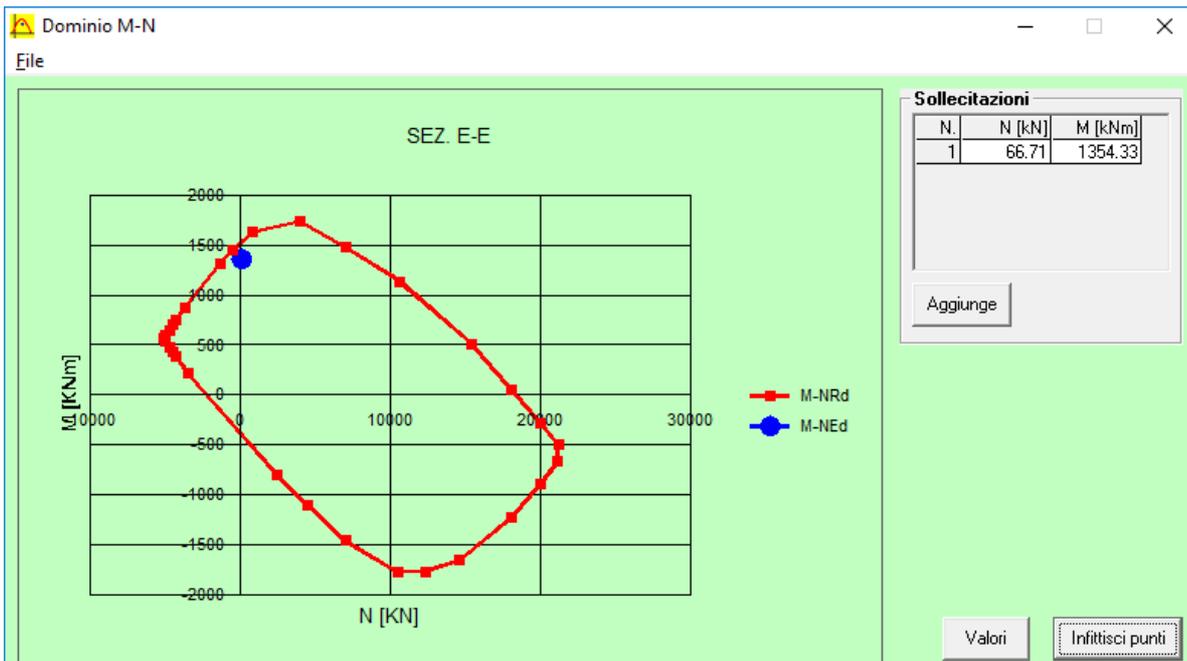
Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

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

Precompresso



Verifica a taglio sez. a-a

Elementi senza armatura trasversale a taglio

- Verifica del conglomerato

$$VR_{dc} = [0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot bw \cdot d = 342.12 \text{ kN} > VR_{dmin} = (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot bw \cdot d = 259.20 \text{ kN}$$

$$VEd = 887.08 \text{ kN} \quad F_s = VR_{dc} / VEd = 0.39 < 1$$

con:

$$K = 1 + (200/d)^{1/2} = 1.523 \leq 2$$

$$R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.355 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 29.05 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 29.05 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_1 = A_{sl} / (bw \cdot d) = 0.00578 \leq 0,02$$

$$c_{opri ferro} = 69.00 \text{ mm}$$

$$d = 731 \text{ mm}$$

$$H = 800 \text{ mm}$$

$$bw = 1000 \text{ mm}$$

$$A_{sl} = 4225 \text{ mm}^2 \quad \begin{matrix} 5 \phi 26 \\ 5 \phi 20 \end{matrix} +$$

$$N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0.000 \text{ N/mm}^2 \leq 0,2 \cdot f_{cd}$$

Occorre armare a taglio:

Verifiche allo stato limite ultimo di taglio

Materiali (Unità N,mm²)

Calcestruzzo		Acciaio	
R _{ck} =	35	f _{ywk} =	450
f _{ck} =	29.1	f _{ywd} =	391.3
f _{cd} =	16.5		
f _{ctd} =	1.32		

Sezione da verificare

Altezza trave	800	mm
Copri ferro staffe	69	mm
Larghezza netta resistente a taglio	1000	mm
Diametro staffe	14	(1φ14/20X20)
Bracci	5	
Interasse	200	mm
Area staffe al metro	3.85	mm ² /m

Verifiche allo s.l.u. per taglio

	VR,d > VEd	
Taglio di calcolo V _{Ed}	887.08	kN
V _{rcd}	5363.21	kN
V _{rsd}	990.74	kN
VR _d = min[V _{rcd} ; V _{rsd}]	990.74	kN
	>	VEd

Verifica a taglio sez. b-b

Elementi senza armatura trasversale a taglio

- Verifica del conglomerato

$$VR_{dc} = [0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot bw \cdot d = 342.12 \text{ kN} > VR_{dmin} = (V_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot bw \cdot d = 259.20 \text{ kN}$$

$$VEd = 118.77 \text{ kN} \quad F_s = VR_{dc} / VEd = 2.88 > 1$$

con:

$$K = 1 + (200/d)^{1/2} = 1.523 \leq 2$$

$$R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.355 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 29.05 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 29.05 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_1 = A_{sl} / (bw \cdot d) = 0.00578 \leq 0,02$$

$$\text{copriferro} = 69.00 \text{ mm}$$

$$d = 731 \text{ mm}$$

$$H = 800 \text{ mm}$$

$$bw = 1000 \text{ mm}$$

$$A_{sl} = 4225 \text{ mm}^2 \quad 5 \phi 26 +$$

$$5 \phi 20$$

$$N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0.000 \text{ N/mm}^2 \leq 0,2 \cdot f_{cd}$$

Verifica a taglio sez. d-d

Elementi senza armatura trasversale a taglio

- Verifica del conglomerato

$$VR_{dc} = [0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot bw \cdot d = 486.09 \text{ kN} > VR_{dmin} = (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot bw \cdot d = 289.18 \text{ kN}$$

$$VEd = 364.53 \text{ kN} \quad Fs = VR_{dc} / VEd = 1.33 > 1$$

con:

$$K = 1 + (200/d)^{1/2} = 1.523 \leq 2$$

$$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.379 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 33.2 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 33.20 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_1 = A_{sl} / (bw \cdot d) = 0.01345 \leq 0,02$$

$$c_{opriferro} = 69.00 \text{ mm}$$

$$d = 731 \text{ mm}$$

$$H = 800 \text{ mm}$$

$$bw = 1000 \text{ mm}$$

$$A_{sl} = 9833 \text{ mm}^2 \quad 10 \phi 24 +$$

$$A_{sl} = 9833 \text{ mm}^2 \quad 10 \phi 26$$

$$N_{Ed} = 88.16 \text{ kN}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0.110 \text{ N/mm}^2 \leq 0,2 \cdot f_{cd}$$

Verifica a taglio sez. e-e

Elementi senza armatura trasversale a taglio

- Verifica del conglomerato

$$VR_{dc} = [0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot bw \cdot d = \mathbf{360.73} \text{ kN} \quad > \quad VR_{dmin} = (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot bw \cdot d = \mathbf{198.10} \text{ kN}$$

$$VEd = \mathbf{344.15} \text{ kN} \quad F_s = VR_{dc} / VEd = 1.05 \quad > 1$$

con:

$$K = 1 + (200/d)^{1/2} = 1.681 \leq 2$$

$$R_{ck} = \mathbf{40} \text{ N/mm}^2$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = \mathbf{0.440} \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = \mathbf{33.2} \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = \mathbf{33.20} \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_1 = A_{sl} / (bw \cdot d) = \mathbf{0.02000} \leq 0,02$$

$$c_{opriferro} = \mathbf{69.00} \text{ mm}$$

$$d = \mathbf{431} \text{ mm}$$

$$H = \mathbf{500} \text{ mm}$$

$$bw = \mathbf{1000} \text{ mm}$$

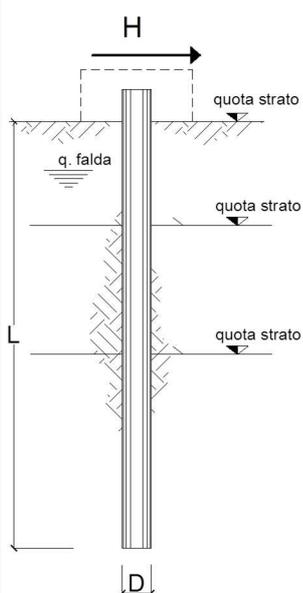
$$A_{sl} = \mathbf{9833} \text{ mm}^2 \quad \begin{matrix} 10 & \phi & 24 & + \\ 10 & \phi & 26 & \end{matrix}$$

$$N_{Ed} = \mathbf{66.71} \text{ kN}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = \mathbf{0.133} \text{ N/mm}^2 \leq 0,2 \cdot f_{cd}$$

11.3 RISULTATI VERIFICHE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI ORIZZONTALI

COMBINAZIONE ECC+M1



strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1	Sabbia	0.00	20	17	23	2.28	
<input type="checkbox"/> strato 2						1.00	
<input type="checkbox"/> strato 3						1.00	
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00	

Quota falda -5 (m)
 Diametro del palo D 0.80 (m)
 Lunghezza del palo L 24.00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo My 1070.98 (kNm)
 Step di calcolo 0.01 (m)

palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo (ctrl+r)

Palo lungo H = 826.9 (kN)
 Palo intermedio H = 7688.0 (kN)
 Palo corto H = 28588.5 (kN)

Hlim = 826.9 (kN) **Palo lungo**

Hed = Tpal = 458.8 (kN) Hrd = 486.4 (kN) Hlim/(ξ 3*R1)

FS = Hrd/Hed = 1.06

11.4 RISULTATI VERIFICHE STRUTTURALI DEI PALI

Di seguito vengono riportati i risultati delle verifiche strutturali dei pali:

Caratteristiche geometriche della sezione

Raggio	40 cm
Armatura 1° strato	22 Φ 26 = 116.82 cm ²
Armatura minima per L=10D=1.0%Acls	50.24 cm ²
Armatura minima =0.4%Acls	20.08 cm ²
Copriferro 1°strato c1	8.50 cm
Armatura trasversale	1 spirale Φ 12/100
Copriferro	6.0 cm

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

<u>Calcestruzzo</u>		<u>Acciaio</u>	
Rck =	30 (MPa)	tipo di acciaio	B450C
γ_c =	1.2	f _{yk} =	450 (MPa)
f _{cd} = Rck / $\gamma_{m,c}$ =	24.90 (MPa)	γ_E =	1.00
		γ_S =	1.00
<u>Copriferro</u>		f _{yd} = f _{yk} / γ_S / γ_E =	450.00 (MPa)
c =	8.50 (cm)	E _s =	210000 (MPa)
		ϵ_{ys} =	0.21%
		ϵ_{uk} =	7.500%
		ϵ_{ud} =	6.750%
<u>Copriferro minimo di normativa</u>			
c _{min} =	6.00 (cm)		

Di seguito si riportano le verifiche condotte con l'involuppo delle sollecitazioni massime nelle sezioni di verifica:

	Sez.	COMB.	SOLL.	Msd	Nsd	Ved	ϕ	Af
	(-)		MAX	(kNm)	(kN)	(kN)	(mm)	(cm ²)
ECC+M1+R1	TESTA	caso ECC+M1+R1	Mmax	967.52	2198.60	458.80	0.80	159.30
	TESTA	caso ECC+M1+R1	Nmin	967.52	-1516.06	458.80	0.80	159.30

Verifica C.A. S.L.U. - File: palo-COMP

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

Titolo : PALO COMPR

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 40 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 22
Diametro barre: 2.6 [cm]
Copriferro (baric.): 8.5 [cm]

N° barre: 0 Zoom

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

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 2198.6 0 kN
M_{xEd}: 967.52 0 kNm
M_{yEd}: 0 0

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

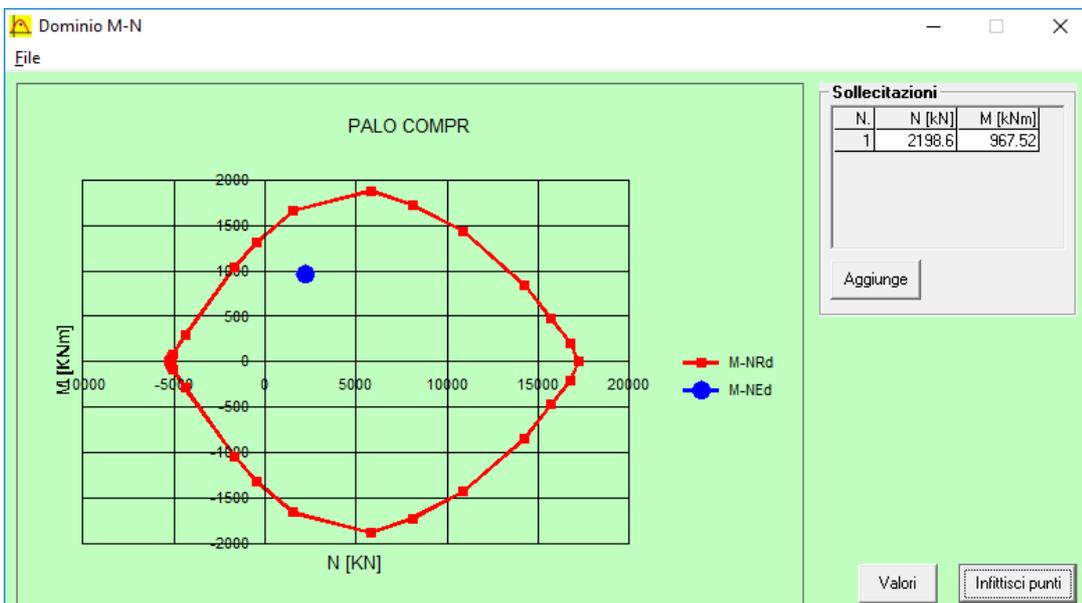
Materiali
 B450C-UR C25/30
 ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 450 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
 E_s: 200,000 N/mm² f_{cd}: 25 ‰
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
 ε_{syd}: 2.25 ‰ σ_{c,adm}: 9.75
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6
 τ_{cl}: 1.829

M_{xRd}: 1,742 kN m
σ_c: -25 N/mm²
σ_s: 450 N/mm²
ε_c: 3.5 ‰
ε_s: 4.691 ‰
d: 71.5 cm
x: 30.55 x/d: 0.4273
δ: 0.9741

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Vertici: 50 N° rett.: 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀: 0 cm Col. modello
 Precompresso



Verifica C.A. S.L.U. - File: palo-TRAZ

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

Titolo: **PALO TRAZ**

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 40 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 22
Diametro barre: 2.6 [cm]
Copriferro [baric.]: 8.5 [cm]

N° barre: 0 Zoom

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -1516.06 [kN]
M_{xEd}: 967.52 [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

Vertici: 50 N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: 0 cm Col. modello

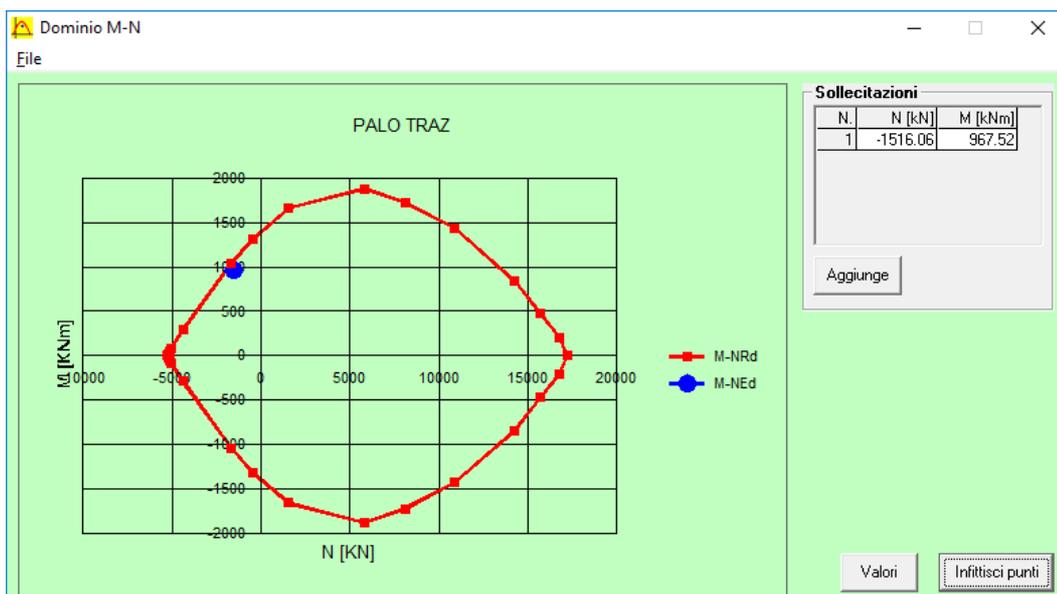
Precompresso

Materiali

B450C-UR C25/30

E_{su}: 67.5 ‰ E_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 450 N/mm² E_{cu}: 3.5 ‰
 E_s: 200,000 N/mm² f_{cd}: 25 ‰
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8 ?
 E_{syd}: 2.25 ‰ σ_{c,adm}: 9.75
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6
 τ_{c1}: 1.829

M_{xRd}: 1,086 kN m
 σ_c: -25 N/mm²
 σ_s: 450 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 11.16 ‰
 d: 71.5 cm
 x: 17.08 x/d: 0.2388
 δ: 0.7385



Verifiche allo stato limite ultimo di taglio

Materiali (Unità N,mm)

Calcestruzzo

Acciaio

Rck =	30	fywk =	450
fck =	24.90	fywd =	391.3
fcd =	14.11		
fctd =	1.19		

Sezione da verificare

Copriferro staffe		85	mm
Larghezza netta resistente a taglio		519	mm
Diametro staffe		12	(1spφ12/100)
Bracci		2	
Interasse		100	mm
Area staffe al metro		2.26	cm ² /m
Diametro anelli		0	
Bracci		0	
Interasse		1000	mm
Area anelli a metro		0.00	cm ² /m
Area totale		2.26	cm ² /m
cotgα	α=	90.00	°
cotgθ	θ=	45.00	°

Verifiche allo s.l.u. per taglio

VR,d > VEd

Taglio di calcolo V_{Ed}	458.80	kN
V _{rcd}	989.15	kN
V _{rsd}	478.47	kN
VRd=min[V_{rcd};V_{rsd}]	478.47	kN

ok

12 ALLEGATO – TABULATI DI CALCOLO - RECINZIONE

GEOMETRIA

Altezza del muro	5.3	m
Spessore paramento in sommità	0.5	m
Spessore paramento alla base	0.5	m
Lunghezza mensola di monte	0.5	m
Lunghezza mensola di valle	0.2	m
Lunghezza totale fondazione	1.2	m
Altezza della fondazione	0.8	m
Inclinazione piano di posa	0	°
Pendenza filo interno paramento	0	%

TERRENO DI MONTE

Angolo di attrito	38	°
Tangente dell'angolo d'attrito $\tan(\phi')$	0.781	
Coeff. parziale per $\tan(\phi')$ - condiz. M1	1	
Coeff. parziale per $\tan(\phi')$ - condiz. M2	1	
Peso per unità di volume	20	kN/m ³
Angolo d'attrito terra-muro - esercizio - cond. M1	25.33	°
Angolo d'attrito terra-muro - sisma - cond. M1	25.33	°
Angolo d'attrito terra-muro - esercizio - cond. M2	25.33	°
Angolo d'attrito terra-muro - sisma - cond. M2	25.33	°
Altezza terreno da estradosso fondazione	4.2	m
Inclinazione pendio	0	°
Coeff. di spinta attiva di Muller-Breslau - cond. M1	0.217	

Coeff. di spinta attiva di Muller-Breslau - cond. M2

0.217

TERRENO DI VALLE

Angolo di attrito	23	°
Tangente dell'angolo d'attrito tan(ϕ')	0.424	
Coeff. parziale per tan(ϕ') - condiz. M1	1	
Coeff. parziale per tan(ϕ') - condiz. M2	1	
Peso per unità di volume	18	kN/m ³
Angolo d'attrito terra-muro - esercizio - cond. M1	11.5	°
Angolo d'attrito terra-muro - sisma - cond. M1	0	°
Angolo d'attrito terra-muro - esercizio - cond. M2	11.50	°
Angolo d'attrito terra-muro - sisma - cond. M2	0	°
Inclinazione terreno	0	°
Ricoprimento mensola di valle	0.5	m
Coeff. di spinta passiva di Muller-Breslau - cond. M1	3.140	
Coeff. di spinta passiva di Muller-Breslau - cond. M2	3.140	
Aliquota di resistenza passiva considerata	0.00	

TERRENO DI FONDAZIONE

Angolo di attrito	23	°
Peso per unità di volume	18	kN/m ³
Angolo d'attrito terra-fondazione	23	°
Coesione efficace c'	0	kPa (kN/m ²)
Coeff. parziale per c' - condiz. M1	1	
Coeff. parziale per c' - condiz. M2	1	

Coesione non drenata cu	0	kPa (kN/m ²)
Coeff. parziale per cu - condiz. M1	1	
Coeff. parziale per cu - condiz. M2	1	
Coeff. d'attrito terra fondazione tan(δ)	0.424	
Coeff. parziale per tan(δ) - condiz. M1	1	
Coeff. parziale per tan(δ) - condiz. M2	1	
Altezza falda da intrad. fond. positiva verso l'alto	0	m

SOVRACCARICHI

Permanente a monte	0	kN/m ²
Permanente sulla mensola di monte	0	kN/m ²
Carico del ballast a monte	14.4	kN/m ²
Carico del ballast sulla mensola di monte	0	kN/m ²
Accidentale a monte	40	kN/m ²
Accidentale sulla mensola di monte	0	kN/m ²
Pressione del vento sulle barriere	0	kN/m ²
Altezza barriere	0	m
Interasse montati	3	m
Permanente in testa, N	0	kN
Permanente in testa, T	108.6957	kN
Permanente in testa, M	0	kNm
Accidentale in testa, N	0	kN
Accidentale in testa, T	0	kN
Accidentale in testa, M	0	kNm

SISMA

Categoria suolo	C
Fo	2.6
ag	0.79788
Ss	1.5
St	1
S	1.5
βs	0.18
amax	1.19682
Coefficiente sismico orizzontale	0.022
Coefficiente sismico verticale	0.011
Coeff. spinta attiva sotto sisma soprafalda	0.229
Coeff. spinta attiva sotto sisma sottofalda	0.241
Coeff. spinta passiva sotto sisma soprafalda	2.25
Coeff. spinta passiva sotto sisma sottofalda	1.02

CONDIZIONE A1+M1

Orizzontale	Verticale	Momento
--------------------	------------------	----------------

CONDIZIONI DRENATE

Spinta del carico permanente	0.00	0.00		kN
Spinta del ballast	14.11	6.68		kN
Spinta del carico accidentale	7.84	3.71		kN
Spinta dovuta al vento	0.00			kN
Azioni permanti in testa	108.70	0.00	0.00	kN
Azioni accidentali in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Spinta del terreno	48.99	23.19		kN

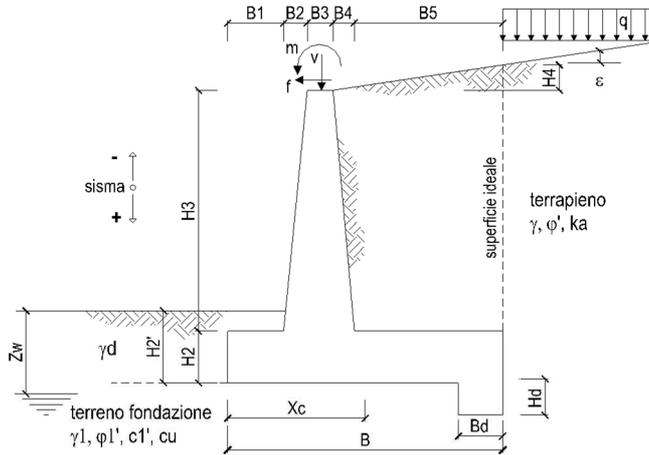
Spinta dell'acqua	0.00			kN
Resistenza passiva del terreno	0.00	0.00		kN

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1+R1

Componente orizzontale del carico	179.63	kN
--	--------	----

M	Momento agente a baricentro fondazione, all'intradosso	774.64	kNm
N	Carico assiale agente ad intradosso fondazione	165.83	kN

13 ALLEGATO – TABULATI DI CALCOLO – ZONA TERMINALE RECINZIONE



OPERA Hmuro = 2.50 m

DATI DI PROGETTO:

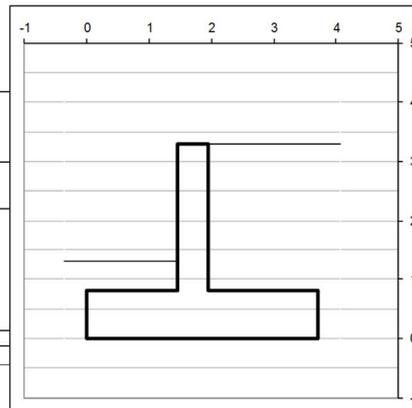
Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	2.50	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.50	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	3.70	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.80	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	1.45	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	1.75	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzera Sezione	Xc =	1.85	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo $\gamma_{cls} = 25.00$ (kN/m³)



Dati Geotecnici

Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	$\phi' = 38.00$ (°)
	Peso Unità di Volume del terrapieno	$\gamma' = 20.00$ (kN/m ³)
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	$\epsilon = 0.00$ (°)
	Angolo di attrito terreno-paramento = 0.667 (φ")	$\delta_{muro} = 25.35$ (°)
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup\ id} = 25.35$ (°)
Dati Terreno Fondazione	Condizioni	<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate
	Coesione Terreno di Fondazione	$c1' = 0.00$ (kPa)
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione (tan φ _p)	$\phi_{p1}' = 23.00$ (°)
	Peso Unità di Volume del Terreno	$\gamma_1 = 19.00$ (kN/m ³)
	Peso Unità di Volume del Rintorzo della Fondazione	$\gamma_d = 20.00$ (kN/m ³)
	Profondità Piano di Posa della Fondazione	H2' = 1.30 (m)
	Profondità Falda	Zw = 2.00 (m)
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	Hs = 7.40 (m)
	Modulo di deformazione	E = 14000 (kN/m ²)
	il muro è libero di ruotare al piede? (si/no)	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no
il muro ammette spostamenti? (si/no)	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no $\beta m = 1$	
Coeff. di Spinta Attiva sulla superficie ideale		$ka = 0.384$ (-)

Carichi Agenti

Condizioni Statiche	ballast	qbal =	14.40	(kN/m ²)	ballast, sovrizzo
	accidentale	qacc =	0.00	(kN/m ²)	accidentale
	Forza Orizzontale dovuto al deragliament	fg =	328.00	(kN/m)	deagliament
	Forza Orizzontale dovuto al vento (per verifiche strutturali)	fv =	328.00	(kN/m)	vento su barriera
	Forza Verticale dovuta al peso del muro sopra p.c.	fv =	40.70	(kN/m)	peso muro
	Momento in Testa dovuto al deragliament	mvs =	852.80	(kNm/m)	deragliament

coefficienti parziali

caso	azioni						proprietà del terreno		
	peso proprio	peso proprio	spinte terreno	ballast	traffico	Deragl.	tan ϕ'	c'	c_u
	favorevoli	sfavorevoli	favorevoli	sfavorevoli	sfavorevoli	sfavorevoli			
SLU	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Dati Geotecnici (usati per verifiche di stabilità e SLU)

Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	ϕ'	=	38.00	(°)		
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ'	=	20.00	(kN/m ³)		
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	ε	=	0.00	(°)		
	Angolo di attrito terreno-paramento	δ_{muro}	=	25.35	(°)		
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup\ id}$	=	25.35	(°)		
Dati Terreno Fondazione	Coesione Terreno di Fondazione	$c1'$	=	0.00	(kN/m ²)		
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	ϕ_1'	=	23.00	(°)		
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	γ_1	=	19.00	(kN/m ³)		
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	γ_d	=	20.00	(kN/m ³)		
	Profondità Piano di Posa della Fondazione	H2'	=	1.30	(m)		
Profondità Falda	Zw	=	2.00	(m)			
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva sulla superficie ideale	ka	=	0.38	(-)	0.217	Valori di Normativa
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale	kas+	=	0.27	(-)	0.275	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale	kas-	=	0.28	(-)	0.282	
	Coeff. Di Spinta Passiva in Fondazione	kp	=	2.28	(-)	2.283	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica in Fondazione	kps+	=	2.12	(-)	2.125	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica in Fondazione	kps-	=	2.11	(-)	2.106	

Carichi Agenti (usati per verifiche di stabilità e allo SLU)

Condizioni Statiche	treno in condizioni statiche	qtreno	=	0.00	(kN/m ²)
	ballast	qbal	=	14.40	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale dovuto al deragliamento	fg	=	328.00	(kN/m)
	Forza Verticale dovuta al peso del muro sopra p.c.	fvg	=	40.70	(kN/m)
	Momento in Testa dovuto al deragliamento	mvs	=	852.80	(kNm/m)

VERIFICHE GEOTECNICHE

caso ECC+M1+R1

FORZE VERTICALI

- Peso del Muro (Pm)

Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	=	0.00	(kN/m)
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	=	31.25	(kN/m)
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	=	0.00	(kN/m)
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	=	74.00	(kN/m)
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	=	0.00	(kN/m)
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	=	105.25	(kN/m)

- Peso del terreno sulla scarpa di monte del muro (Pt)

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	=	87.50	(kN/m)
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	=	0.00	(kN/m)
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma) / 2$	=	0.00	(kN/m)
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3$	=	87.50	(kN/m)

- ballast = $q_{bal} \cdot (B4 + B5)$ = 25.20 (kN/m)

- treno di carico = $q_{treno} \cdot (B4 + B5)$ = 0.00 (kN/m)

- peso muro = f_v = 40.70 (kN/m)

MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

- Muro (Mm)

Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	=	0.00	(kNm/m)
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	=	53.13	(kNm/m)
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 \cdot B4)$	=	0.00	(kNm/m)
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	=	136.90	(kNm/m)
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	=	0.00	(kNm/m)
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	=	190.03	(kNm/m)

- Terrapieno a tergo del muro

Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	=	247.19	(kNm/m)
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	=	0.00	(kNm/m)
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	=	0.00	(kNm/m)
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3$	=	247.19	(kNm/m)

- ballast = $q_{bal} \cdot ((B4 + B5) \cdot 72 + b3 + B1)$ = 71.19 (kN/m)

- treno di carico = $q_{treno} \cdot ((B4 + B5) \cdot 72 + b3 + B1)$ = 0.00 (kN/m)

CONDIZIONE STATICA (SLU) (caso ECC+M1+R1)

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

$$St = 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka = 41.85 \text{ (kN/m)}$$

$$Streno = qtreno \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

$$Sballast = qballast \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka = 18.26 \text{ (kN/m)}$$

- Componente orizzontale condizione statica

$$Sth = St \cdot \cos \delta = 37.82 \text{ (kN/m)}$$

$$Sqh,treno = Sq \cdot \cos \delta = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

$$Sqh,ballast = Sq \cdot \cos \delta = 16.51 \text{ (kN/m)}$$

- Componente verticale condizione statica

$$Stv = St \cdot \sin \delta = 17.92 \text{ (kN/m)}$$

$$Sqv,treno = Sq,treno \cdot \sin \delta = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

$$Sqv,ballast = Sq,ballast \cdot \sin \delta = 7.82 \text{ (kN/m)}$$

- Spinta passiva sul dente

$$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione statica

$$MSt1 = Sth \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd) = 41.61 \text{ (kN/m)}$$

$$MSt2 = Stv \cdot B = 66.30 \text{ (kN/m)}$$

$$MSq1 = Sqh \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd) = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

$$MSq2 = Sqh \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd) = 27.23 \text{ (kN/m)}$$

$$MSq3 = Sqv \cdot B = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

$$MSq4 = Sqv \cdot B = 28.93 \text{ (kN/m)}$$

$$MSp = \gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2 = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

$$Mfext1 = mp = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

$$Mfext2 = mv = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

$$Mfext3 = f \cdot (H3 + H2) = 1935.20 \text{ (kNm/m)}$$

$$Mfext4 = v \cdot (B1 + B2 + B3/2) = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

VERIFICA DELLA FONDAZIONE (--)

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + v + Stv + Sqv = 284.39 \text{ (kN/m)}$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sth + Sqh + f - Sp = 382.33 \text{ (kN/m)}$$

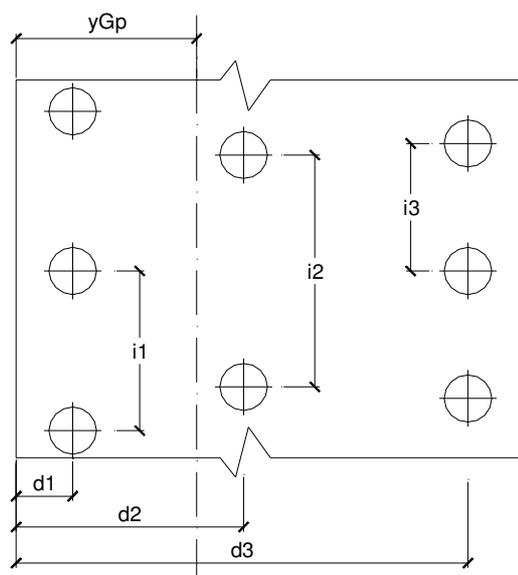
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = Ms - Mr = -1331.21 \text{ (kNm/m)}$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = Xc \cdot N - MM = 1857.33 \text{ (kNm/m)}$$

Caratteristiche della Palificata



Diametro dei pali $d = 0.80$ (m)

Fila n° 1 distanza asse bordo valle ($d1$) = 0.65 (m) interasse pali ($i1$) = 2.40 (m)

Fila n° 2 distanza asse bordo valle ($d2$) = 0.00 (m) interasse pali ($i2$) = 0.00 (m)

Fila n° 3 distanza asse bordo valle ($d3$) = 3.05 (m) interasse pali ($i3$) = 2.40 (m)

Asse Baricentrico della Palificata (yGp) = 1.850 (m)

Risultante forze verticali ($Np = N$)

Risultante forze orizzontali ($Tp = T$)

Momento rispetto al baricentro della palificata (Mp)

$Mp = yGp \cdot Np - MM$

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata

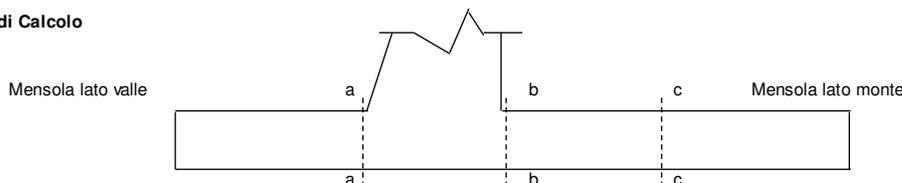
caso	Np	Mp	Tp
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
caso ECC+M1+R1	284.39	1857.33	382.33

Sollecitazioni sui pali

caso	N pali all.1	N pali all.2	N pali all.3	T pali	M pali
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]
caso ECC+M1+R1	2198.60		-1516.06	458.80	967.52

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Sezioni di Calcolo



Mensola Lato Valle

$$M_a = \sum N_i \cdot (B1 - d_i) / i_i - PP \cdot B1^2 / 2$$

$$T_a = \sum N_i / i_i - PP \cdot B1$$

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Mensola Lato Monte

$$M_b = \sum N_i \cdot (B5 - (B - d_i)) / i_i - [PP \cdot B5^2 / 2 + p_{vb} \cdot B5^2 / 2 + (p_m - p_{vb}) \cdot B5^2 / 3] - (St_v + Sq_v) \cdot B5$$

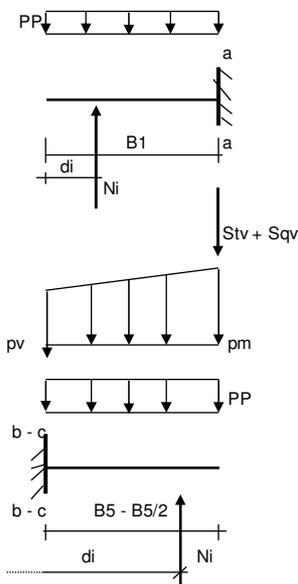
$$T_b = \sum N_i / i_i - [PP \cdot B5 + p_{vb} \cdot B5 + (p_m - p_{vb}) \cdot B5 / 2] - (St_v + Sq_v)$$

$$M_c = \sum N_i \cdot (B5 / 2 - (B - d_i)) / i_i - [PP \cdot (B5 / 2)^2 / 2 + p_{vc} \cdot (B5 / 2)^2 / 2 + (p_m - p_{vc}) \cdot (B5 / 2)^2 / 3] - (St_v + Sq_v) \cdot B5 / 2$$

$$T_c = \sum N_i / i_i - [(Peso P.) \cdot (B5 / 2) + p_{vc} \cdot (B5 / 2) + (p_m - p_{vc}) \cdot (B5 / 2) / 2] - (St_v + Sq_v)$$

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

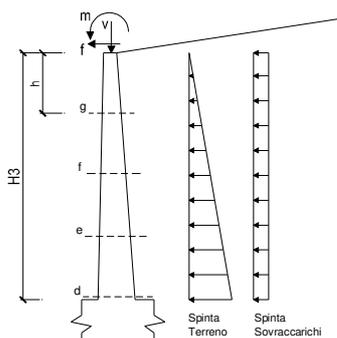
Peso Proprio	PP	=	20.00	(kN/m)
	p _m	=	64.40	(kN/m ²)
	p _{vb}	=	64.40	(kN/m ²)
	p _{vc}	=	64.40	(kN/m ²)



caso	Ma	Mb	Mc	Ta	Tb	Tc
	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
caso ECC+M1+R1	711.84	-866.44	-195.61	887.08	118.77	184.80

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo





PROGETTO DEFINITIVO

POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA

QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO – PAVIA

FASE 2 – QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE - PAVIA

RELAZIONE DI CALCOLO RECINZIONI RIF. MANUALE RFI ED. 2016 §3.12.3.5

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 26	CLRI0005002	A	62 di 64

$M_t = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot h/3$ o $\frac{1}{2} K_a \cdot g \cdot h^2 \cdot h/3 + \frac{1}{2} K_h \cdot g \cdot h^2 \cdot h/2$ (con sisma)

$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot q \cdot h^2$

$M_{ext} = m \cdot f \cdot h$

$M_{inerzia} = \Sigma P_m \cdot b_i \cdot kh$ (solo con sisma)

$N_t = \frac{1}{2} K_{a_{vert.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$

$N_q = K_{a_{vert.}} \cdot q \cdot h$

$N_{ext} = v$

$N_{pp+inerzia} = \Sigma P_m \cdot (1 \pm kv)$

condizione statica

sezione	h	Tt	Ttreno	Tbal	T _{ext}	T _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.50	24.02	0.00	12.50	328.00	364.53
e-e	1.50	8.65	0.00	7.50	328.00	344.15

condizione statica

sezione	h	Mt	Mtreno	Mbal	M _{ext}	M _{tot}	Nt	Ntreno	Nbal	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.50	18.09	0.00	15.63	1672.80	1706.52	10.28	0.00	5.92	40.70	31.25	88.16
e-e	1.50	3.91	0.00	5.63	1344.80	1354.33	3.70	0.00	3.55	40.70	18.75	66.71