

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J64H17000140001

U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO - MONTELLO

APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO

BARRIERE ANTIRUMORE E MURI DI RECINZIONE

Relazione di calcolo muri di recinzione sede ferroviaria

SCALA:

-

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

N B 1 R 0 2 D 2 6 C L R I 0 0 0 5 0 0 4 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva		Marzo 2020		Marzo 2020		Marzo 2020	A. Perego Marzo 2020



INDICE

1	PREMESSA.....	3
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
2.1	DOCUMENTI REFERENZIATI.....	6
2.2	DOCUMENTI CORRELATI.....	7
3	DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	8
4	CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO.....	11
4.1	PREMESSA.....	11
4.2	CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE.....	11
4.3	ANALISI GEOTECNICA E STRUTTURALE	13
4.4	CRITERI PER LA DETERMINAZIONE DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICHI TRASVERSALI.....	14
4.5	CRITERI DI VERIFICA DELLE PALIFICATE DI FONDAZIONE.....	17
4.6	CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI ASSIALI.....	18
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	20
6	CARATTERISTICHE DEL TERRENO	21
7	ANALISI DEI CARICHI	23
7.1	PESI PROPRI STRUTTURALI.....	23
7.2	SPINTA STATICA DOVUTA AI PESI PROPRI.....	23
7.3	AZIONI DA TRAFFICO FERROVIARIO.....	24
7.4	AZIONI PROVENIENTI DALLE BARRIERE ANTIRUMORE	25
7.5	AZIONI SISMICHE	34
7.6	SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO ACCIDENTALE	36
7.7	SOVRASPINTA SISMICA	36
7.8	AZIONI DA URTO FERROVIARIO	37
8	COMBINAZIONE DEI CARICHI.....	40

9	SCHEMA DI CALCOLO E SOLLECITAZIONI.....	43
10	VERIFICHE	46
10.1	VERIFICHE STRUTTURALI PARAMENTO	49
10.2	VALUTAZIONE CAUTELATIVA DEL CORDOLO.....	58
10.3	VERIFICA PORTANZA LATERALE PALO.....	67
10.4	VERIFICHE STRUTTURALI PALO.....	70
11	ALLEGATO – TABULATI DI CALCOLO – TIPOLOGIA 2.6 - 3.9 METRI.....	79
12	ALLEGATO – MURO DI RECINZIONE – STAZIONE DI CURNO.....	81
12.1	ANALISI DEI CARICHI.....	81
12.2	COMBINAZIONE DEI CARICHI	87
12.3	SCHEMA DI CALCOLO E SOLLECITAZIONI.....	87
12.4	VERIFICHE.....	90
13	ALLEGATO – INCIDENZA ARMATURA.....	120
13.1	INCIDENZA MURO DI RECINZIONE H = 3.9M	120
13.2	INCIDENZA MURO DI RECINZIONE H = 4.9M	123



PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO

APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE
FERROVIARIA

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLRI0005004	A	3 di 126

1 PREMESSA

La presente relazione riporta il calcolo e le verifiche strutturali e geotecniche dei muri di recinzione, previsti nell'ambito dell'Appalto 2 degli interventi di raddoppio della linea ferroviaria Lecco-Brescia nella tratta fra Ponte S.Pietro, Bergamo.

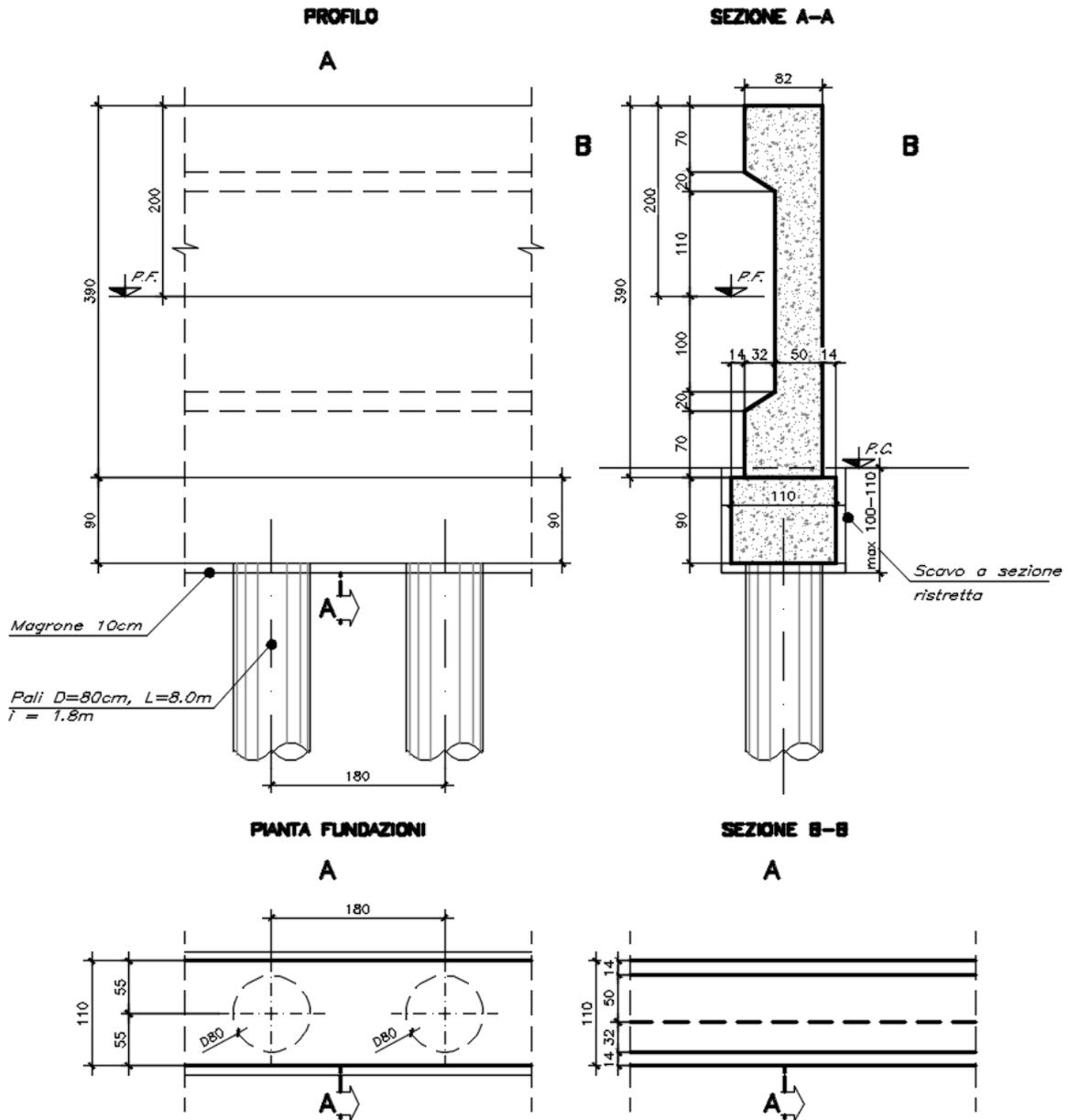


Figura 1 Tipologia 2.6m-3.9m

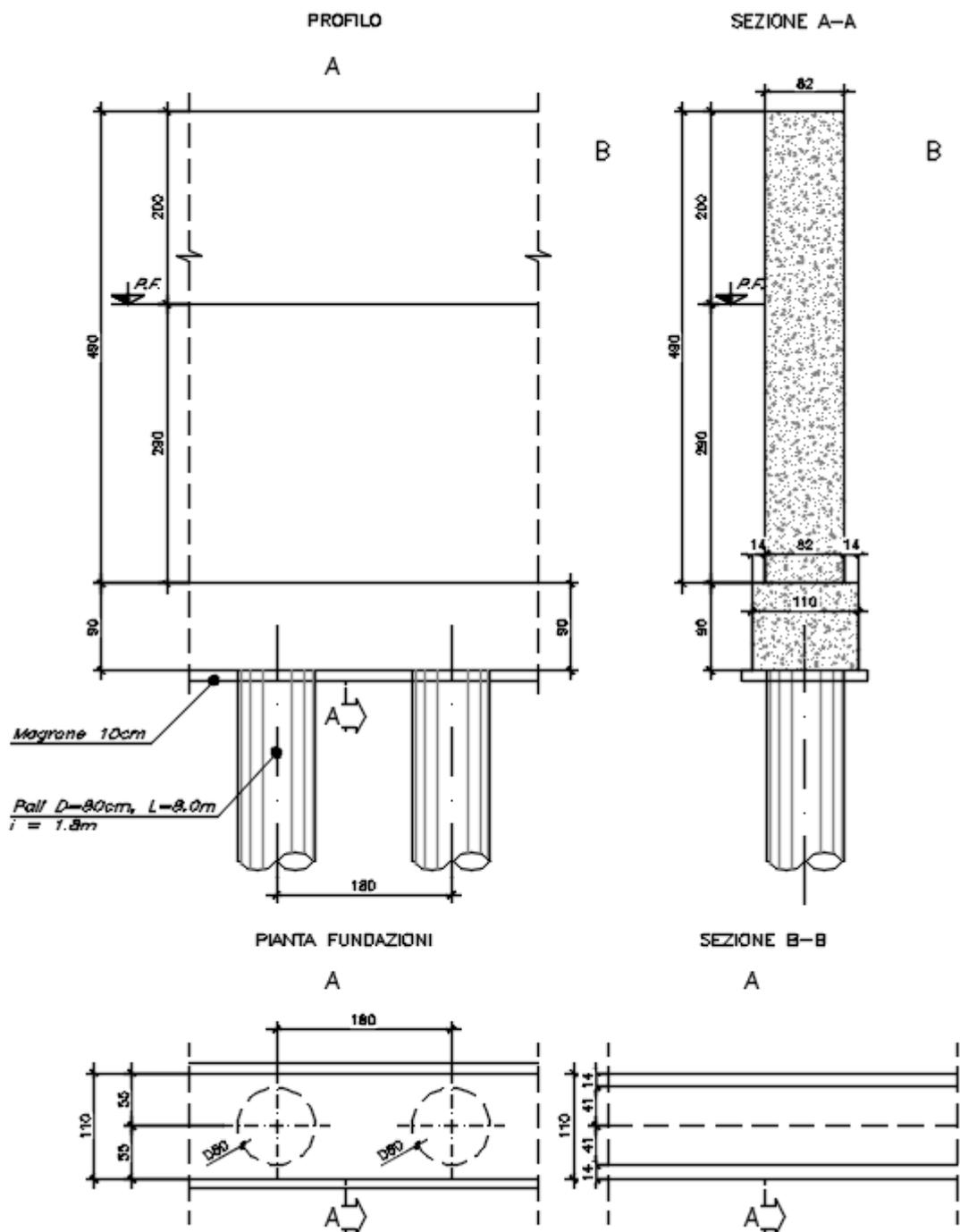


Figura 2 – Tipologia 4.5m-4.90m – stazione Curno

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.

- [1] Legge 5 novembre 1971 n. 1086: *Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.*
- [2] Legge. 2 febbraio 1974, n. 64. Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- [3] D.M. del 17.01.2018 “*Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni*” (NTC 2018)
- [4] Circolare del 21.01.2019 contenente le istruzioni per le l'applicazione delle “*Nuove norme tecniche per le costruzioni*” di cui al D.M. del 17.01.2018
- [5] Manuale di progettazione delle opere civili RFI parte II – sezione 2 - Ponti e strutture” - RFI DTC SI PS MA IFS 001 C.
- [6] Manuale di progettazione delle opere civili RFI parte II – sezione 3 – Corpo stradale” - RFI DTC SI PS MA IFS 001 C.
- [7] EN 1991-2 “*Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: carichi da traffico sui ponti*”.
- [8] EN 1992-1 “*Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per edifici*”.
- [9] EN 1992-1 “*Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo - Parte 2: ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi*”.
- [10] EN 1997-1 “*Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica- Parte 1: Regole generali*”. UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “*Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici*”.
- [11] UNI EN 206-1:2014: “*Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità*”.
- [12] UNI 11104: “*Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1*”.
- [13] “*Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Servizio Tecnico Centrale della Presidenza del Consiglio Superiore dei LL.PP.*”.
- [14] UIC CODE 777-2R “*Structures built over railway lines-Construction requirements in the track zone*”
- [15] Norme STI
 - Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N°

**PROGETTO DEFINITIVO****RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO****APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO**

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLRI0005004	A	7 di 126

2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019; Legge. 2 febbraio 1974, n. 64. Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

- Regolamento (UE) N. 1300/2014/UE Specifiche Tecniche di Interoperabilità per l'accessibilità del sistema ferroviario dell'Unione europea per le persone con disabilità e le persone a mobilità ridotta del 18/11/2014, modificato con il Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/772 della Commissione del 16 maggio 2019;
- Regolamento (UE) N° 1303/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alla specifica tecnica di interoperabilità concernente la "sicurezza nelle gallerie ferroviarie" del sistema ferroviario dell'Unione europea, rettificato dal Regolamento (UE) 2016/912 del 9 giugno 2016 e modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019
- Regolamento UE N. 1301/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «Energia» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di Esecuzione (UE) 2018/868 del 13 giugno 2018 e dal successivo Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019
- Regolamento (UE) N. 2016/919 della Commissione del 27 maggio 2016 relativo alla specifica tecnica di interoperabilità per i sottosistemi "controllo-comando e segnalamento" del sistema ferroviario nell'Unione europea modificata con la Rettifica del 15 giugno 2016 e dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;
- REGOLAMENTO DI ESECUZIONE (UE) 2019/772 DELLA COMMISSIONE del 16 maggio 2019 che modifica il regolamento (UE) n. 1300/2014 per quanto riguarda l'inventario delle attività al fine di individuare le barriere all'accessibilità, fornire informazioni agli utenti e monitorare e valutare i progressi compiuti in materia di accessibilità.
- REGOLAMENTO DI ESECUZIONE (UE) 2019/776 DELLA COMMISSIONE del 16 maggio 2019 che modifica i regolamenti (UE) n. 321/2013, (UE) n. 1299/2014, (UE) n. 1301/2014, (UE) n. 1302/2014, (UE) n. 1303/2014 e (UE) 2016/919 della Commissione e la decisione di esecuzione 2011/665/UE della Commissione per quanto riguarda l'allineamento alla direttiva (UE) 2016/797 del Parlamento europeo e del Consiglio e l'attuazione di obiettivi specifici stabiliti nella decisione delegata (UE) 2017/1471 della Commissione.

2.2**DOCUMENTI CORRELATI**

I documenti correlati risultano:

- Muro di recinzione da pk 1+254 a pk 2+242 – Pianta, prospetto e sezioni n. 4 tav. (Rif. NB1R02D26B9RI0000005A-008A)
- Muro di recinzione da 3+889 a pk 4+157 – Pianta, prospetto e sezioni n. 2 tav. (Rif. NB1R02D26B9RI0000009A-108A)
- Muro di recinzione 4+378 a pk 5+228 – Pianta, prospetto e sezioni n. 4 tav. (Rif. NB1R02D26B9RI0000011A-014A)
- Carpenteria muri di recinzione – n. 2 tav. (Rif. NB1R02D26BBRI0000001A-002A)

**PROGETTO DEFINITIVO****RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO****APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO**

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLRI0005004	A	8 di 126

- Carpenteria opera di scavalco sottoservizi – n. 3 tav. (Rif. NB1R02D26BCRI0000001A-003A)

3 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Oggetto di questa relazione sono due tipologie di muro:

- Muro di recinzione con sezione variabile (50 cm nel tratto più ristretto, 82 cm nel ringrosso in testa), di altezza massima $h_{max}=3.9m$ e minima $h_{min}=2.6m$, disposto in direzione della linea ferroviaria, realizzato su una singola fila di pali, soggetto all'urto da traffico ferroviario in direzione ortogonale alla linea;
- Muro di recinzione con sezione costante pari a 82 cm, altezza massima $h_{max}=4.9m$ e minima $h_{min}=4.5m$, disposto in corrispondenza della stazione ferroviaria di Curno, realizzato su una singola fila di pali, soggetto all'urto da traffico ferroviario in direzione ortogonale alla linea;

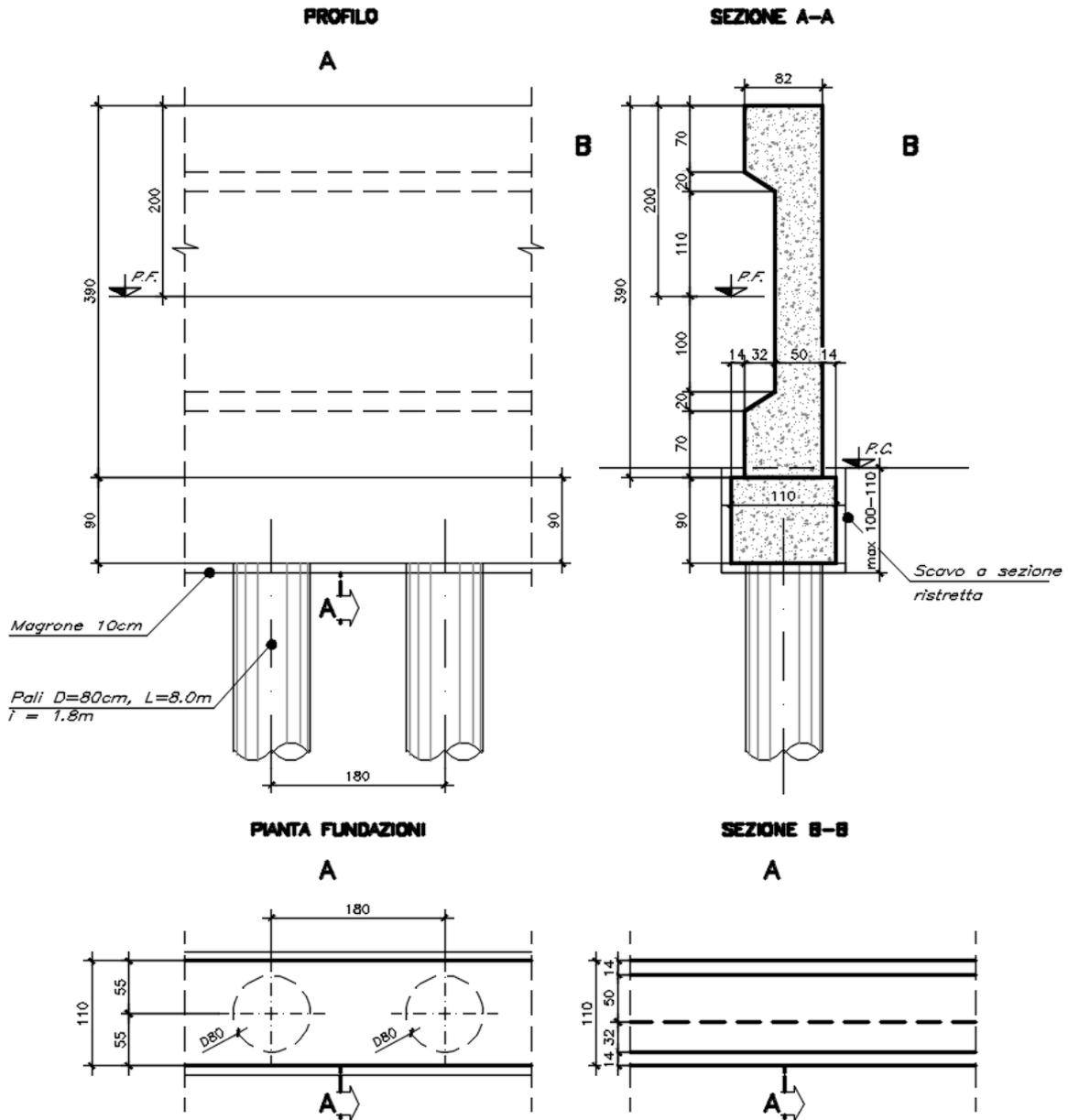
In entrambi i casi viene analizzato e dimensionato il muro soggetto alle condizioni più gravose (in termini di altezza critica, terreno, barriere, dislivello monte-valle) previste per questa tipologia di opera sull'intera tratta oggetto dell'intervento.

Le verifiche geotecniche sono state condotte con il metodo dei coefficienti parziali secondo il D.M. 17/01/2018.

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 pari a larghezza 0.90 per altezza 1.1 m. Il cordolo è fondato su pali di diametro 0.8m e lunghezza pari a 8m distribuiti con passo pari a 1.8 m.

In entrambi i casi la lunghezza dei pali è 8.00 m.



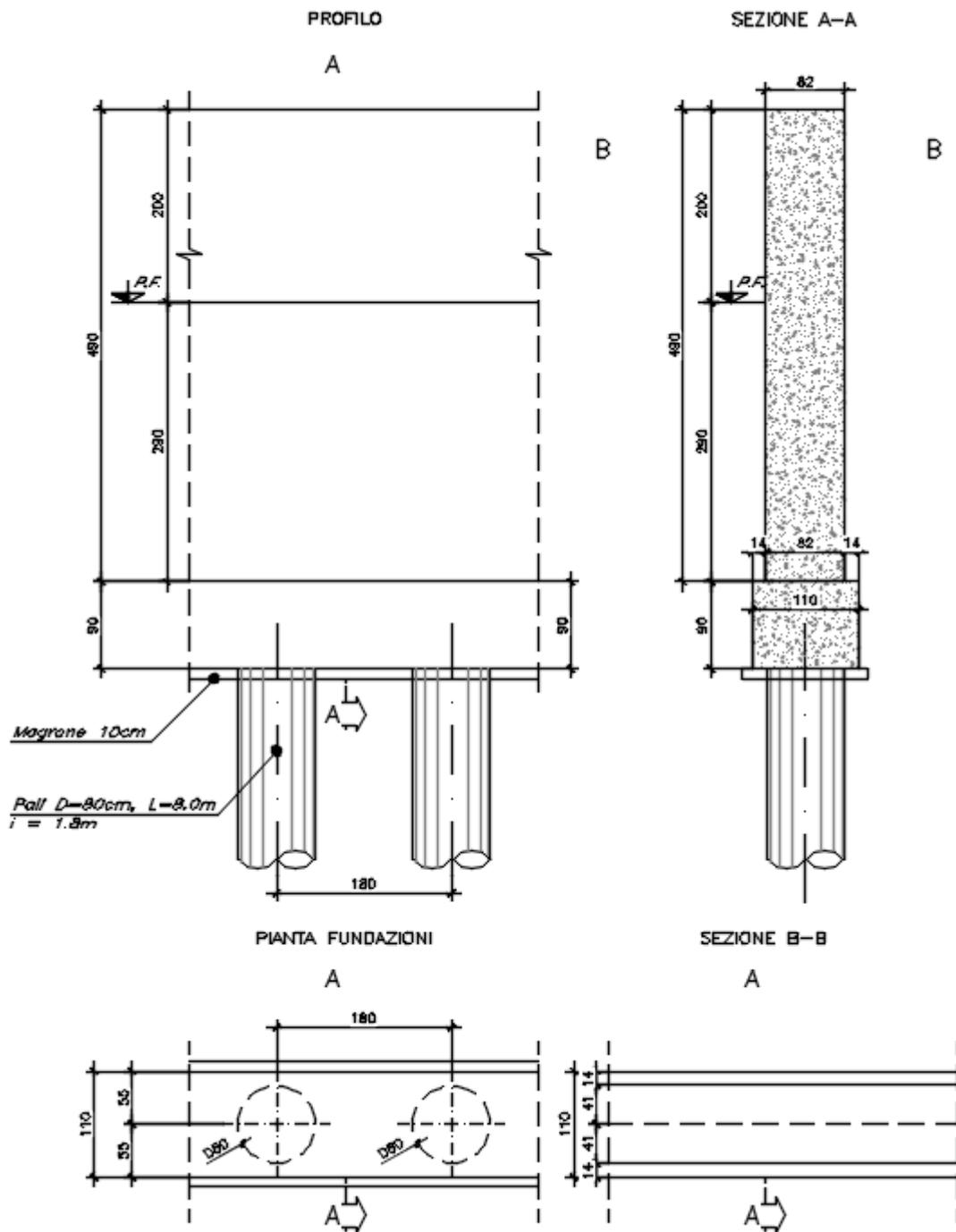


Figura 3: Tipologie di calcolo: geometria

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 2018 e successiva circolare esplicativa.

Le verifiche, sia per il caso statico che per quello sismico, sono state eseguite adottando l'Approccio 2 delle NTC 2018 nei confronti degli stati limiti 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 NTC18, 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

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 6.2.1 del NTC18})$$

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}	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0



PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO

APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLRI0005004	A	12 di 126

	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 NTC18).

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

$$E_d \leq C_d \quad (\text{Eq. 6.2.7 del NTC18})$$

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

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
	RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	FASE-ENTE D 26	DOCUMENTO CLRI0005004	REV. A

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 Approccio 2:

- Combinazione 1: (A1+M1+R3)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 4.1, 4.2.

I coefficienti parziali γ_R da applicare al valore caratteristico R_k per ottenere il valore di progetto R_d , sono quelli riportati nelle Tabelle 6.4.VI e 6.8.I del NTC2018] e riportati nella tabella seguente:

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

**PROGETTO DEFINITIVO****RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO****APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO**

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLRI0005004	A	14 di 126

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:

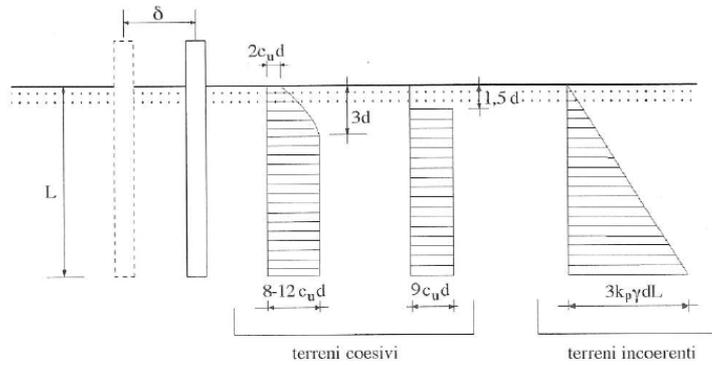
- stratigrafia e caratteristiche di resistenza del terreno;
- tipo di vincolo della testa del palo;
- caratteristiche geometriche e di resistenza del palo ovvero diametro, lunghezza, eventuale lunghezza del palo sopra il piano campagna, armatura e materiali.

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.

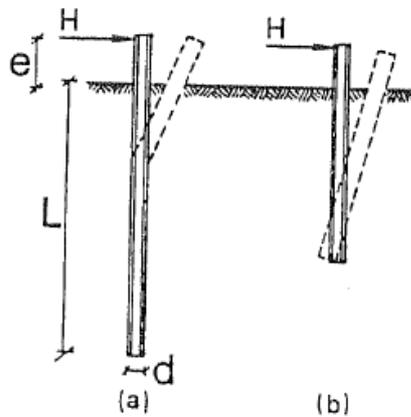
Sulla base di analisi teoriche e di osservazioni sperimentali si assume che la resistenza limite del terreno abbia l'andamento rappresentato in Figura, ovvero:

- 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 $p=3 \cdot k_p \cdot g \cdot z \cdot d$.

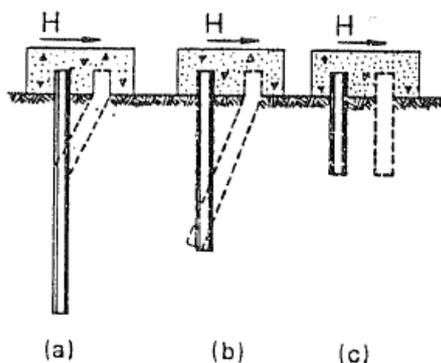


In relazione al tipo di vincolo in testa al palo occorre distinguere i seguenti due casi:

- 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 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 come da Tab 6.4.II nel NTC2018:

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

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:

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

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

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:

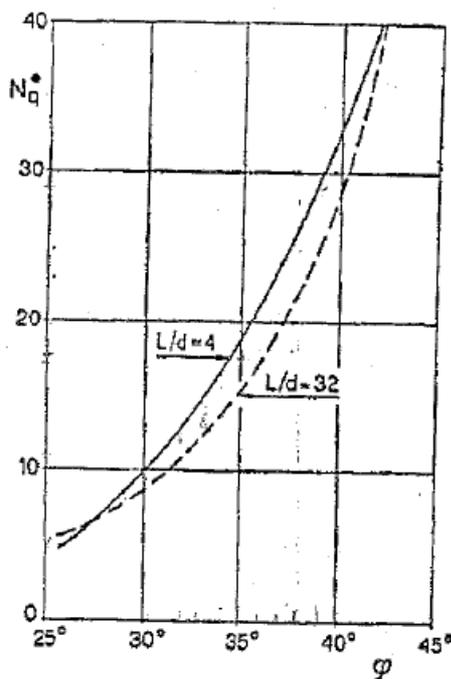


Fig. 5 - COEFFICIENTI N_q^* (BEREZANTZEV, 1965),
CORRISPONDENTI ALL'INSORGERE DELLE DEFORMAZIONI PLASTICHE ALLA PUNTA

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

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

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

Calcestruzzo per cordolo: C 30/37

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

resistenza caratteristica cilindrica

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

modulo elastico

Calcestruzzo per pali gettati in opera: C 25/30

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa} \quad f_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$$

resistenza caratteristica cilindrica

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

modulo elastico

Calcestruzzo per muro: C 32/40

$$f_{ck} = 32 \text{ MPa} \quad f_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$$

resistenza caratteristica cilindrica

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

modulo elastico

Acciaio da c.a.: B 450 C

$$f_{yk} = 450 \text{ MPa} \quad f_{yk} = 450 \text{ MPa} \quad f_{ck} \geq 30 \text{ MPa} \quad \text{resistenza caratteristica cilindrica}$$

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

modulo elastico

Copriferro

Il copriferro netto vale 50mm per i muri.

Il copriferro netto vale 60mm 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 dai seguenti parametri:

Strato 1: Ug2 – sabbia limosa e limo sabbioso

Profondità: da 0m a 2m (da p.c.)

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

$$\varphi' = 26^\circ$$

$$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$$

$$E_{op} = 4 \text{ MPa}$$

Strato 2: Ug3 – argilla sabbiosa e argilla con sabbia

Profondità: da 2m a 30m (da p.c.)

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

$$\varphi' = 24^\circ$$

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

$$E_{op} = 22.5 \text{ MPa}$$

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

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

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

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



PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO

APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLRI0005004	A	22 di 126

Allo scopo delle verifiche geotecniche breve termine, si ipotizza (cautelativamente) una coesione in condizioni non drenate pari a:

$$c_{u,med} = 100\text{kPa}$$

$$c_{u,min} = 50\text{kPa}$$

Per la falda si assume conservativamente una profondità di 9m da p.c..

Il coefficiente di spinta attiva, a monte dell'opera è pari a $k_a = (1 - \sin\varphi)/(1 + \sin\varphi) = 0.24$



PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO

APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLRI0005004	A	23 di 126

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/m^3 .

Nello specifico, per un metro lineare di muro, si ha:

- Quota estradosso fondazione:

$$G_{k,1} = A_1 \cdot \rho_c = 2.46 \cdot 25 = 61.5 \text{ kN}$$

Dove:

$$A_1 = 2.46 \text{ m}^2 - \text{area della sezione di muro in cls}$$

- Quota intradosso fondazione:

$$G_{k,2} = G_{k,1} + A_2 \cdot \rho_c = 61.5 + 0.99 \cdot 25 = 86.3 \text{ kN}$$

Dove:

$$A_2 = 0.99 \text{ m}^2 - \text{area del cordolo di fondazione in cls}$$

7.2 SPINTA STATICA DOVUTA AI PESI PROPRI

Le spinte statiche, dovute ai pesi propri del ballast/terreno, sono state calcolate per un'altezza di rilevato pari a $H = 1.10 \text{ m}$.

7.2.1 Spinta del ballast

Il peso del ballast e dell'armamento è stato considerato pari a $g_{\text{ballast}} = 14.40 \text{ kN/m}^2$ ottenuto considerando un sovraccarico di 18 kN/m^2 per un'altezza pari a 0.8 m .

Per considerare la spinta che il peso proprio del ballast esercita sul muro di recinzione, si considera un carico uniformemente distribuito. Il valore della spinta risultante al metro è dunque pari a $S = k_a \cdot g \cdot H$, con punto di applicazione posizionato a metà dell'altezza dell'elemento su cui insiste.

Nello specifico:

- Quota estradosso fondazione:

$$S = 0.24 \times 14.4 \times 1.1 = 3.77 \text{ kN}$$

- Quota intradosso fondazione:

$$S = 0.24 \times 14.4 \times (1.1 + 0.9) = 6.85 \text{ kN}$$

Dove $H = 1.1 \text{ m}$ è l'altezza del rilevato ferroviario.

**PROGETTO DEFINITIVO****RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO****APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO**

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLRI0005004	A	24 di 126

7.2.2 Spinta del terreno

Le spinte del terreno, a monte degli elementi verticali dell'opera 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 $k_a = (1 - \sin\phi)/(1 + \sin\phi)$.

Le spinte statiche, dovute ai pesi propri del ballast/terreno, sono state calcolate per un'altezza di rilevato pari a $H = 1.10\text{m}$.

Nello specifico:

- Quota estradosso fondazione:

$$S = 0.5 \times 0.24 \times 20 \times 1.1 = 2.88 \text{ kN}$$

- Quota intradosso fondazione:

$$S = 0.5 \times 0.24 \times 20 \times (1.1 + 0.9) = 4.80 \text{ kN}$$

7.3

AZIONI DA TRAFFICO FERROVIARIO

È stato applicato il contributo alla spinta sul paramento dovuto al sovraccarico ferroviario posto per il modello SW/2 pari a 150kN/m^2 ripartito in fase statica e 30kN/m^2 in fase sismica (pari al 20% del carico in condizioni statiche in accordo con le NTC18).

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

Nello specifico:

- Quota estradosso fondazione:

$$S = 0.24 \times 150 \times 1.1 = 39.27 \text{ kN}$$

- Quota intradosso fondazione:

$$S = 0.24 \times 150 \times (1.1 + 0.9) = 71.40 \text{ kN}$$

**PROGETTO DEFINITIVO****RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO****APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO**

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLRI0005004	A	25 di 126

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 5.2.2.6 delle NTC 2018 (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.

7.4.1 Azione del vento

Si considera un caso limite di massima pressione esercitabile con massima altezza della barriera sopra un rilevato.

La pressione del vento è data dalla seguente espressione (D.M.2018, §3.3.4):

$$p = q_r \times c_e \times c_d \times c_p$$

dove:

q_r = pressione cinetica di riferimento (§ 3.3.6);

c_e = coefficiente di esposizione (§ 3.3.7);

c_p = coefficiente di pressione (§ 3.3.8);

c_d = coefficiente dinamico (§ 3.3.9).

La pressione cinetica di riferimento q_r è definita:

$$q_r = 0.5 \times \rho \times v_r^2 \quad [\text{N/m}^2]$$

dove:

ρ = densità dell'aria assunta convenzionalmente pari a 1.25 kg/m³;

v_r = velocità di riferimento del vento (in m/s).

La velocità di riferimento v_r del vento è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II (Tab. 3.3.II), mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni. Essa è definita in funzione del sito dell'opera in progetto:

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Bergamo ricade in zona 1 e pertanto si ottiene:

$$v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$$

$$a_0 = 1000 \text{ m}$$

$$v_b = v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$$

La velocità di riferimento v_r dipende inoltre dal tempo di ritorno adottato secondo la seguente espressione:

$$V_r = v_b \times C_r$$

dove:

v_b è la velocità base di riferimento (§3.3.1)

c_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_R .

$$c_r = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \times \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}$$

Si considera un tempo di ritorno pari a 50 anni, per il quale $c_r = 1$ e quindi $v_b = 25 \text{ m/s}$.

Si ottiene pertanto la pressione cinetica di riferimento q_b :

$$q_b = 0.5 \times 1.25 \times 25^2 = 391 \text{ N/m}^2$$

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z del punto considerato sul suolo, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione.

Esso viene calcolato mediante le espressioni di seguito:

$$c_e(z) = k_r^2 \times c_t \times \ln(z/z_0) [7 + \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z \leq z_{\min}$$

dove: k_r , c_t , z_0 e z_{\min} sono definiti nella seguente tabella (tab. 3.3.II):

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

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

Il coefficiente di topografia c_t viene assunto pari a 1.0 (§ 3.3.7).

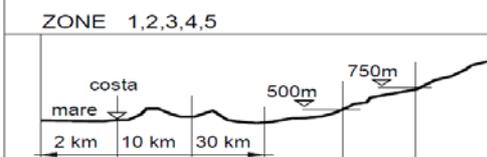
Per il sito relativo alla struttura in esame si considera la classe di rugosità del terreno B (tab. 3.3.III):

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

In zona 1, con classe di rugosità B ed oltre i 30 km dalla costa si ottiene pertanto la classe di esposizione del sito IV (figura 3.3.2):

ZONE 1,2,3,4,5	
	
A	-- IV IV V V V
B	-- III III IV IV IV
C	-- * III III IV IV
D	I II II II III **
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5	
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1	

Riassumendo:

classe di rugosità del terreno B;

categoria di esposizione IV:

$$k_r = 0.22$$

$$z_0 = 0.30 \text{ m}$$

$$z_{\min} = 8.0 \text{ m}$$

Per il calcolo dell'azione del vento sulla struttura si considera come altezza di riferimento z l'altezza massima della costruzione sopra il piano di campagna. Per quanto riguarda la tipologia "RFI" si considera l'altezza della barriera come distanza tra il piano del ferro e la sommità della barriera tipo H10 (altezza massima), pari a $5.50\text{m}+2\text{m}=7.50\text{m}$. Inoltre, nel caso peggiore sotto della barriera è presente un rilevato di altezza massima pari a circa 1.90 m. Si ottiene quindi:

$$z_{\text{RFI}} = 7.50 + 1.9 = 9.4 \text{ m}$$

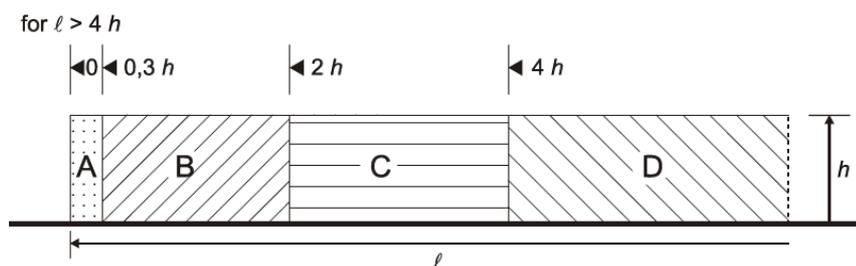
In funzione di z si calcola il coefficiente di esposizione:

$$c_{e,\text{RFI}}(z) = c_e(9.4 \text{ m}) = 0.22^2 \cdot 1 \cdot \ln(9.4/0.3) \cdot (7 + \ln(9.4/0.3)) = 1.74$$

Il coefficiente dinamico viene cautelativamente assunto unitario: $c_d = 1.0$.

Le azioni aerodinamiche dovute al traffico ferroviario verranno cumulate con quelle del vento.

Per la determinazione del coefficiente di forma c_p si fa riferimento a quanto riportato al § 7.4 dell'Eurocodice 1. Si assume di ricadere in zona D secondo il seguente schema e la relativa tabella associata:



Le barriere antirumore, sviluppandosi lungo i binari, avranno uno schema riconducibile alla zona D, visto che l'altezza massima (h) di queste risulta essere in ogni caso minore dello sviluppo planimetrico (l) (è sempre verificata la condizione $l > 4h$).

Per le barriere antirumore, che presentano una superficie solida continua senza aperture, ad eccezione degli accessi situati ogni 250 m, si considera un coefficiente di solidità unitario. Per una superficie riconducibile alla zona D, priva di angoli e con rapporto elevato di l/h , secondo la tabella 7.9 si ottiene un coefficiente di pressione netta $c_{p,\text{net}}$ pari a 1.2.

prospetto 7.9 Valori raccomandati dei coefficienti di pressione $c_{p,net}$ per pareti libere e parapetti

Solidità	Zona		A	B	C	D
$\varphi = 1$	Senza angoli di ritorno	$\angle / h \leq 3$	2,3	1,4	1,2	1,2
		$\angle / h = 5$	2,9	1,8	1,4	1,2
		$\angle / h \geq 10$	3,4	2,1	1,7	1,2
	Con angoli di ritorno di lunghezza $\geq h^a)$		2,1	1,8	1,4	1,2
$\varphi = 0,8$			1,2	1,2	1,2	1,2
a) Per angoli di ritorno aventi lunghezza compresa tra 0,0 e h si può impiegare l'interpolazione lineare.						

La pressione del vento risulta a questo punto:

$$p_{v,RFI} = q_b \times c_e \times c_d \times c_p = 0.391 \times 1.74 \times 1.0 \times 1.2 = 0.817 \text{ kN/m}^2$$

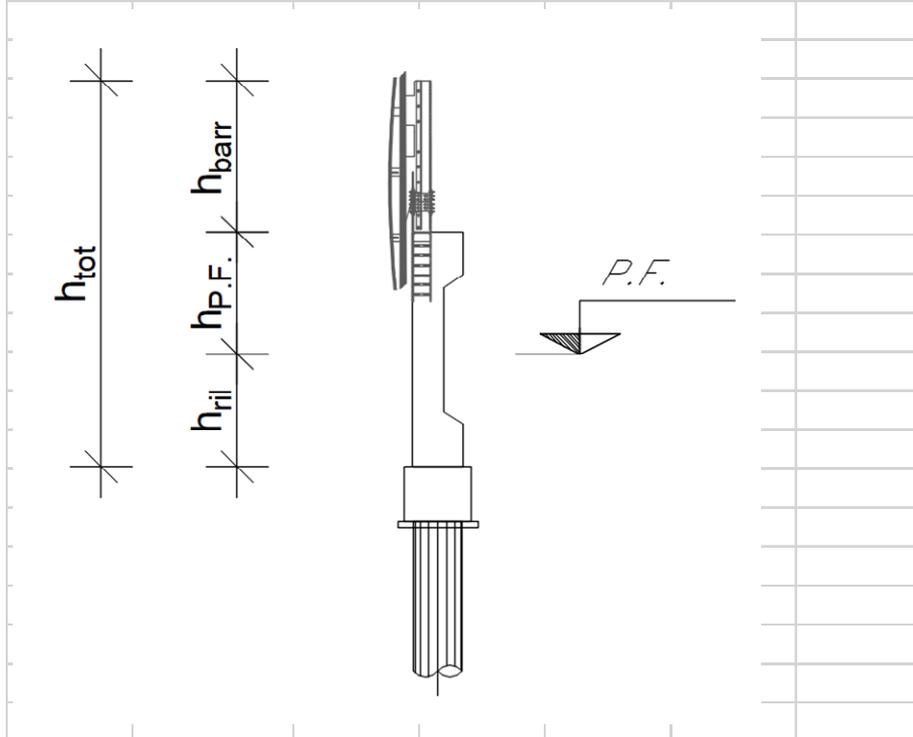
Tale azione deve essere associata all'azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario. A causa di questo, la pressione del vento viene ricalcolata e risulta:

$$p_v = 1.15 \text{ kN/m}^2$$

Si veda a questo proposito il capitolo successivo.

Nello specifico:

$h_{barr} =$	5.50	m	altezza barriera AR	
$h_{P.F.} =$	2.00	m	quota da P.F.	
$h_{ril} =$	1.90	m	altezza da estradosso cordolo al P.F.	
$h_{tot} =$	9.40	m		
$h_{pl} =$	0.90	m	altezza plinto/cordolo di fondazione	
$p_v =$	1.15	kN/m^2		
L'azione orizzontale è dunque pari a:				
$H_v = h_{tot} \cdot p_v =$	10.81	kN/m'		
A quota estradosso fondazione per 1 m' lineare di muro, si ha:				
$M_{v,est} = H_v \cdot (h_{tot}/2) =$	50.81	$kN.m/m'$	Momento flettente quota estradosso	
$M_{v,intr} = H_v \cdot (h_{tot}/2 + h_{pl}) =$	60.54	$kN.m/m'$	Momento flettente quota intradosso	



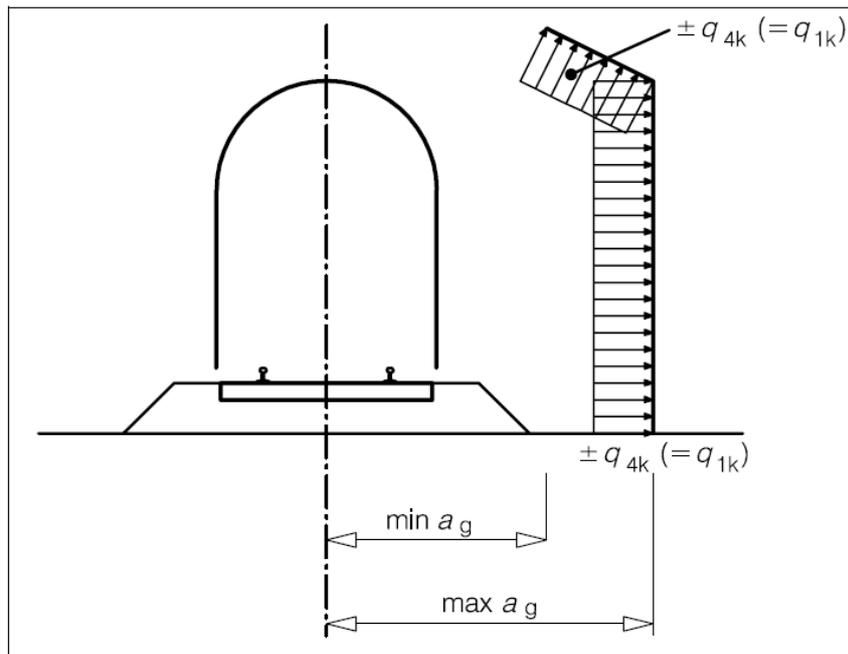
7.4.2 Azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario

Si considerano inoltre gli effetti aerodinamici associati al passaggio dei convogli ferroviari secondo quanto contenuto nel D.M.2018 paragrafo 5.2.2.6 e quanto previsto nella “Specifiche per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario” (RFI DTC INC PO SP IFS 001 C). Si fa riferimento al caso di superfici multiple a fianco del binario sia verticali che orizzontali o inclinate (§5.2.2.6.4 NTC2018).

Il valore $\pm q_{4k}$ agente ortogonalmente alla superficie della barriera, viene valutato adottando una distanza fittizia a_g' dal binario:

$$a_g' = 0.6 a_{g,\min} + 0.4 a_{g,\max}$$

dove le distanze $a_{g,\min}$ e $a_{g,\max}$ sono state determinate in base al grafico sottostante:

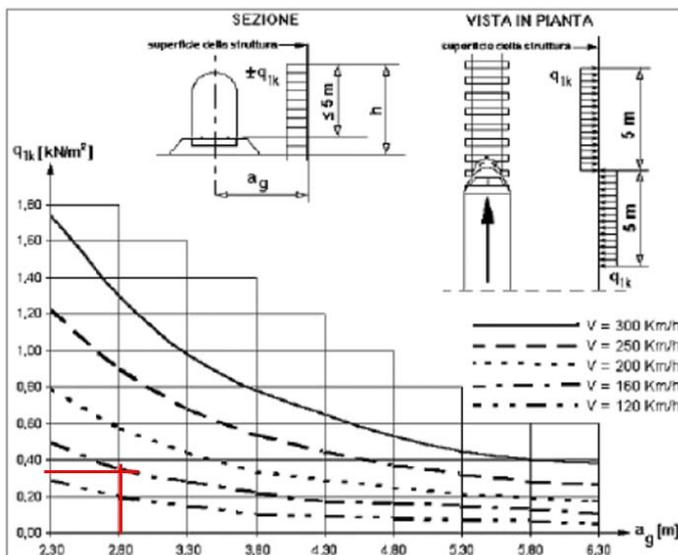


Si considerano le seguenti condizioni di base:

- velocità massima del convoglio ferroviario: pur trattandosi di linea a 100 km /h, si assume $V_{\max}=150$ km/h.
- Per i muri in esame le barriere sono verticali e per questo $a_{g,\min}$ e $a_{g,\max}$ sono considerati uguali e pari.
- La distanza minima osservata per i muri di recinzione è pari a 3.60m dall’asse binario fino alla faccia esterna (tavola di rif.: NB1R02D26DWBCS0000004A).

Quindi si ottiene: $a_g' = 3.60 - 0.82 = 2.78$ m

A tale valore di a_g corrisponde il valore dell'azione q_{1k} prodotta dal passaggio del convoglio, calcolata secondo quanto riportato nelle norme e con riferimento a treni con forme aerodinamiche sfavorevoli, a favore di sicurezza:



Per la velocità della linea in oggetto (cautelativamente $V = 160$ km/h), si assume $q_{1k} = 0.35$ kN/m².

Tale azione deve essere cumulata con l'azione del vento in direzione perpendicolare all'asse del binario, tenendo conto che il D.M.2018 al paragrafo 5.2.3.2.2 afferma che in ogni caso l'azione risultante dalla somma dell'azione del vento con le azioni aerodinamiche deve essere maggiore di un valore minimo, funzione della velocità della linea e comunque di 1.5 kN/m² sia nelle verifiche agli SLE (combinazione caratteristica), che nella verifica agli SLU con $\gamma_Q = 1.00$ e $\gamma_{Qi} = 1.00$. Secondo il documento RFI DTC INC PO SP IFS 001 C, il valore minimo della combinazione del vento e dell'azione aerodinamica si assume pari a 1.5 kN/m² per linee percorse a velocità $V \leq 200$ km/h.

Pertanto si calcola:

$$p_{tot,RFI} = p_{v,RFI} + q_{1k} = 0.882 + 0.35 = 1.232 \text{ kN/m}^2 < 1.5 \text{ kN/m}^2$$

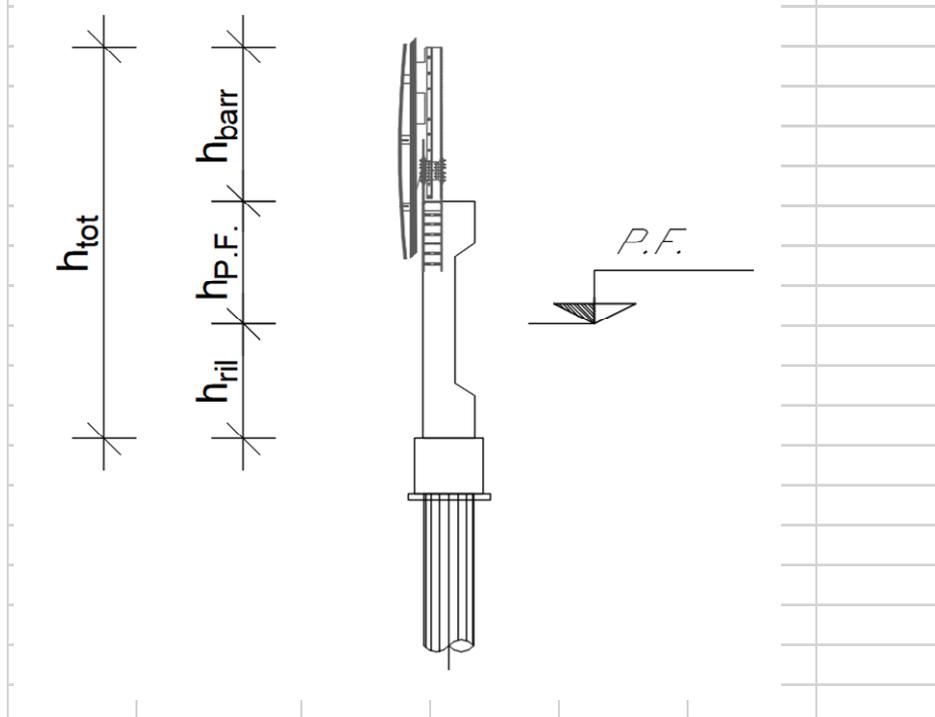
Tale valore risulta minore di 1.5 kN/m², per cui la pressione del vento viene ricalcolata come segue:

$$p_v = 1.5 - 0.35 = 1.15 \text{ kN/m}^2$$

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.

Nello specifico:

$h_{barr} =$	5.50	m	altezza barriera AR		
$h_{P.F.} =$	2.00	m	quota da P.F.		
$h_{ril} =$	1.90	m	altezza da estradosso cordolo al P.F.		
$h_{tot} =$	9.40	m			
$h_{pl} =$	0.90	m	altezza plinto/cordolo di fondazione		
$q_{1k} =$	0.35	kN/m^2			
L'azione orizzontale è dunque pari a:					
$H_Q = h_{tot} \cdot q_{1k} =$	3.29	kN/m'			
A quota estradosso fondazione per 1 m' lineare di muro, si ha:					
$M_{Q,est} = H_Q \cdot (h_{tot}/2) =$	15.46	$kN.m/m'$	Momento flettente quota estradosso		
$M_{Q,intr} = H_Q \cdot (h_{tot}/2 + h_{pl}) =$	18.42	$kN.m/m'$	Momento flettente quota intradosso		



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: $V_N=50$ anni e classe d'uso II a cui corrisponde un coefficiente d'uso $C_U = 1.0$.

La vita di riferimento V_R è quindi pari a 50 anni.

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

- Classe d'uso: II
- Coefficiente d'uso $C_U = 1.0$
- Vita nominale $V_N = 50$ anni
- 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 Ponte S. Pietro - Bergamo su quale è presenta la opera in esame. I parametri sismici per lo SLV sono come mostrati nelle figure seguenti:

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

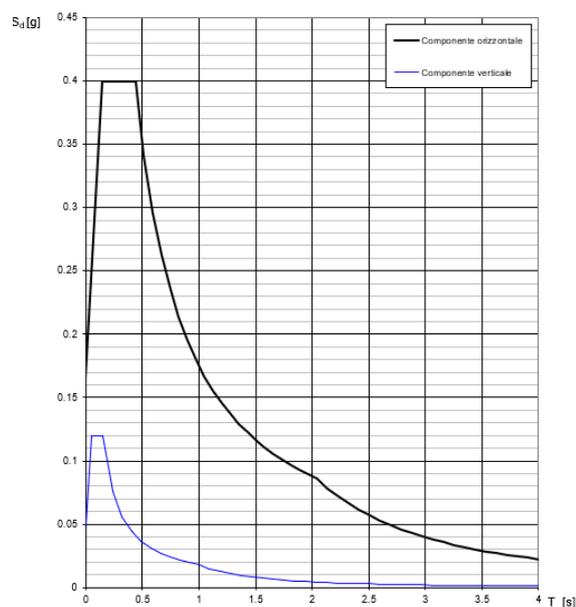


Figura 4 Spettri di risposta per lo SLV

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.110 g
F_0	2.418
T_C	0.271 s
S_s	1.500
C_C	1.815
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.148 s
T_C	0.438 s
T_D	2.041 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

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

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

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.165
T_B ←	0.148	0.400
T_C ←	0.438	0.400
	0.514	0.341
	0.591	0.296
	0.667	0.263
	0.743	0.236
	0.820	0.214
	0.896	0.195
	0.972	0.180
	1.049	0.167
	1.125	0.156
	1.201	0.146
	1.278	0.137
	1.354	0.129
	1.430	0.122
	1.507	0.116
	1.583	0.111
	1.659	0.106
	1.736	0.101
	1.812	0.097
	1.888	0.093
	1.965	0.089
T_D ←	2.041	0.086
	2.134	0.078
	2.228	0.072
	2.321	0.066
	2.414	0.061
	2.507	0.057
	2.601	0.053
	2.694	0.049
	2.787	0.046
	2.881	0.043
	2.974	0.040
	3.067	0.038
	3.160	0.036
	3.254	0.034
	3.347	0.032
	3.440	0.030
	3.534	0.029
	3.627	0.027
	3.720	0.026
	3.813	0.025
	3.907	0.023
	4.000	0.022

Figura 5 Parametri sismici per lo SLV



PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO

APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLRI0005004	A	36 di 126

7.6

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.

7.7

SOVRASPINTA SISMICA

In condizione sismica si considera un incremento della spinta del terreno rispetto alla condizione statica in esercizio in accordo con NTC18 7.11.6.2.1. Vale la seguente formula:

- $k_h = \beta_m a_{max}/g$
- Con $\beta_m = 1$ (muro non libero di subire spostamenti relativi rispetto al terreno)

7.8

AZIONI DA URTO FERROVIARIO

Si fa riferimento al Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione II paragrafo 2.6.2.1 dove viene richiamato il paragrafo 3.6.3.4 delle NTC 2018 (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 < 5m): 1500 kN
- Urto in direzione parallela al binario (distanza dal binario di <5m): 4000 kN

Si considera che l'impatto avvenga a 1.80 m dal PF su una impronta di circa 2.0 m. ipotizzando una diffusione a 45°. Si è ricorso ad analizzare la possibile altezza di diffusione massima, corrispondente al momento flettente massimo, e quella minima, corrispondente al taglio massimo, per ottenere le sollecitazioni di progetto.

Nello specifico si ha:

Quota estradosso			
Si considera, che l'impatto avvenga a 1.8m da P.F. su un impronta di circa 2m			
e si ipotizza una diffusione di 45°			
$h_{p.f.} =$	2.00	m	quota da P.F.
$h_{ril,max} =$	1.90	m	altezza massima da estradosso fondazione a P.F.
$h_{tot,max} =$	3.90	m	
$l_{diff,max} =$	$2 \cdot (h_{tot} - 0.2) + 2 =$	9.4	m
$T =$	1500	kN	urto in direzione perpendicolare
$V_A =$	$(A/l_{diff}) =$	159.57	kN
$M_{A,estr} =$	$V_A \cdot (h_{tot} - 0.2) =$	590.43	kN.m
$h_{ril,min} =$	0.60	m	altezza minima del rilevato
$h_{tot,min} =$	2.60	m	
$l_{diff,min} =$	$2 \cdot (h_{tot} - 0.2) + 2 =$	6.8	m
$V_A =$	$(A/l_{diff}) =$	220.59	kN
$M_{A,estr} =$	$V_A \cdot (h_{tot} - 0.2) =$	529.41	kN.m
$V_{Ed} =$	220.59	kN	taglio di progetto
$M_{Ed} =$	590.43	kN.m	momento flettente di progetto quota estradosso

Quota intradosso			
Si considera, che l'impatto avvenga a 1.8m da P.F. su un impronta di circa 2m			
e si ipotizza una diffusione di 45°			
$h_{p.f.} =$	2.00	m	quota da P.F.
$h_{ril,max} =$	1.90	m	altezza massima da estradosso fondazione a P.F.
$h_{pl} =$	0.9	m	altezza del plinto
$h_{tot,max} =$	4.80	m	
$l_{diff,max} =$	$2 \cdot (h_{tot} - 0.2) + 2 =$	11.2	m
$T =$	1500	kN	utro in direzione preperpendicolare
$V_A =$	$(A/l_{diff}) =$	133.93	kN
$M_{A,intr} =$	$V_A \cdot (h_{tot} + h_{pl} - 0.2) =$	616.07	kN.m
$h_{ril,min} =$	0.60	m	altezza minima del rilevato
$h_{tot,min} =$	3.50	m	
$l_{diff,min} =$	$2 \cdot (h_{tot} - 0.2) + 2 =$	8.6	m
$V_A =$	$(A/l_{diff}) =$	174.42	kN
$M_{A,intr} =$	$V_A \cdot (h_{tot} - 0.2) =$	575.58	kN.m
$V_{Ed} =$	174.42	kN	taglio di progetto
$M_{Ed} =$	616.07	kN.m	momento flettente di progetto quota intradosso



PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO

**APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA
LINEA DA CURNO A BERGAMO**

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE
FERROVIARIA

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLRI0005004	A	39 di 126

**PROGETTO DEFINITIVO****RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELO****APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO**

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLRI0005004	A	40 di 126

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.

Tab. 5.2.IV - Valutazione dei carichi da traffico

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,0	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,0	0,0	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,0	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

(1) Includendo tutti i valori (F; a; etc..)

(2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1.0), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1,2 e 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali

I valori campiti in grigio rappresentano l'azione dominante.

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.

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ced}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,20	1,20	1,00

(1) Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

(2) Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota 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) 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

(6) 1,20 per effetti locali

Nella Tab. 5.2.V il significato dei simboli è il seguente:

 γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;

 γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

 γ_B coefficiente parziale del peso proprio del ballast;

 γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

 γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili

 γ_P coefficiente parziale delle azioni di precompressione

 γ_{Ced} coefficiente parziale delle azioni di ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente.

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

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione ψ delle azioni

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	g_{F1}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di	g_{F2}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
carico	g_{F3}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	g_{F4}	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
neve	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

**PROGETTO DEFINITIVO****RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELO****APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO**

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLRI0005004	A	43 di 126

9 SCHEMA DI CALCOLO E SOLLECITAZIONI

Lo schema di calcolo è quello di un muro continuo avente spessore minimo 50 cm, di altezza massima pari a 3.9 m. Il muro in oggetto è dimensionato per accogliere eventuale 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. Nel seguito saranno riassunte solamente le verifiche condotte per tale combinazione.

In generale ogni 12,6 metri (e comunque ad un passo multiplo dell'interasse dei pali) 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 $\varnothing 24/10$ sulla faccia lato treno, $\varnothing 20/20$ sulla faccia esterna ed orizzontalmente $\varnothing 16/10$. Le spille sono costituite da $\varnothing 12$ 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 1.10x0.90 m. I pali sono armati con 22 barre $\varnothing 26$.

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.

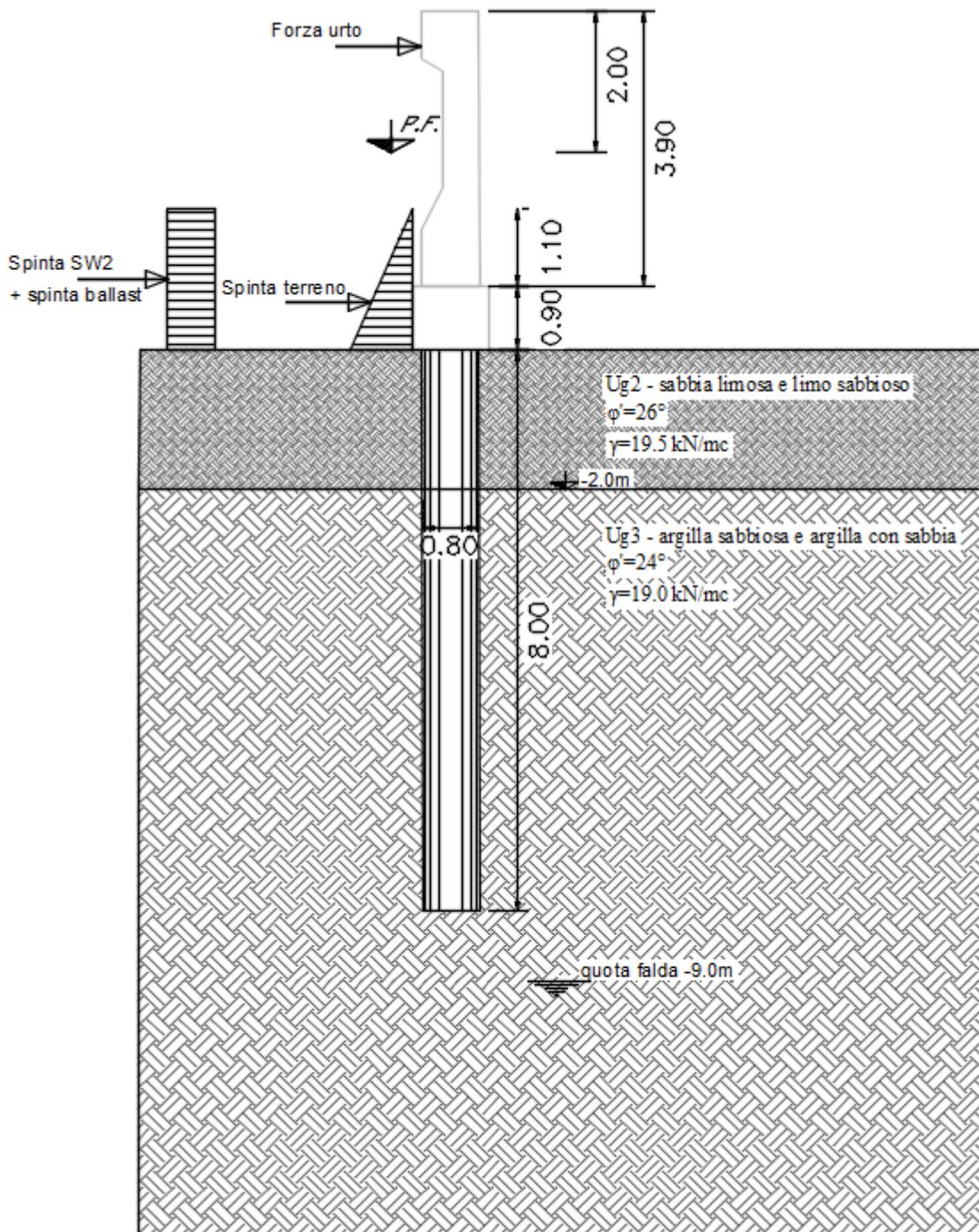


Figura 6 – Schema di calcolo

Nella seguente tabella sono riportate le sollecitazioni caratteristiche, usate per le susseguenti verifiche geotecniche e strutturali, agenti sul muro di recinzione H=3.90/2.60m a quota estradosso/intradosso cordolo:

	Orizzontale	Verticale	Momento
	[kN]	[kN]	[kN.m]
SOLLECITAZIONI CARATTERISTICHE A QUOTA ESTRADOSSO FONDAZIONE			
Peso proprio	0	61.55	0
Spinta del ballast	3.77	2.16	3.10
Spinta del terreno	2.88	3.30	1.06
Spinta da traffico ferroviario	39.27	22.50	32.29
Azione del vento	10.81	0.00	50.81
Azione aerodinamica	3.29	0.00	15.46
Azioni da urto (quota estradosso fondazione)	220.59	0	590.43
SOLLECITAZIONI CARATTERISTICHE A QUOTA INTRADOSSO FONDAZIONE			
Peso proprio	0	86.30	0
Spinta del ballast	6.85	2.16	7.88
Spinta del terreno	9.52	6.00	6.35
Spinta da traffico ferroviario	71.40	22.5	82.09
Azione del vento	10.81	0.00	60.54
Azione aerodinamica	3.29	0.00	18.42
Azioni da urto (quota estradosso fondazione)	174.42	0	616.07

**PROGETTO DEFINITIVO****RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO****APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO**

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLRI0005004	A	46 di 126

10 VERIFICHE

Nei paragrafi che seguono si riportano gli esiti delle verifiche strutturali svolte con il software RC SEC e fogli di calcolo excel che implementano le prescrizioni della Normativa vigente.

Le verifiche a presso-flessione e taglio agli SLU, svolte dal programma, sono confrontate con quelle ottenute dal programma VCA Slu, per validazione del risultato.

Segue una tabella di conversione per interpretare gli esiti delle verifiche RC SEC, riportati nei paragrafi che seguono in lingua Inglese

[MATERIALS DATA / DATI RELATIVI AI MATERIALI](#)

CONCRETE - CALCESTRUZZO

Class / Classe

Design compressive strength / Resistenza a compressione f_{cd} Strain at max strength ϵ_{c2} / deformazione per la resistenza massima ϵ_{c2} Ultimate strain ϵ_{cu} / Deformazione massima ϵ_{cu}

Compression diagram stress-strain: Parabola-Rectangle

Diagramma sforzo deformazione a compressione: Parabola rettangoloMean elastic modulus E_{cm} / Modulo elastic E_{cm} Mean tensile strength f_{ctm} / Resistenza a trazione media f_{ctm}

Es/Ec in SLS combination / Es/Ec in combinazione SLS

Stress limit Characteristic SLS / Massima tensione per combinazione caratteristica SLS

Stress limit Frequent SLS / Massima tensione per combinazione frequente SLS

wk lim =limit crack width Frequent SLS / Limite ampiezza fessure combinazione frequente SLS

Stress limit Quasi-Permanent SLS / Massima tensione combinazione SLS quasi permanente

wk lim =limit crack-width Quasi-Permanent SLS / limite di ampiezza delle fessure in combinazione SLS quasi permanente

STEEL - ACCIAIO

Longitudinal Bars and Stirrups / Barre longitudinali e staffe

Characteristic yield stress f_{yk} / tensione di snervamento caratteristica f_{yk} Tensile strength f_{tk} / Resistenza a trazione f_{tk} Design yield stress f_{yd} / Sforzo di snervamento di progetto f_{yd} Design strength f_{td} / Resistenza di progetto f_{td} Design ultimate strain ϵ_{su} / Deformazione ultima ϵ_{su} Mean elastic modulus E_s / Modulo elastico medio E_s SLS Charact. - Ss Limit: / Combinazione SLS caratteristica limite σ_s

[GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA / DATI DI GEOMETRIA E DELLE ARMATURE](#)

Width / Larghezza

Depth / Altezza

Bottom bars / Armature inferiori

Top bars / Armature superiori

Low Cover (from centroid of bar) / Copriferro inferiore (dal baricentro delle armature)

Top Cover (from centroid of bar): / Copriferro superiore (dal baricentro delle armature)

Web Cover (from centroid of bar) / Copriferro sull'anima (dal baricentro delle armature)



PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO

APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLRI0005004	A	47 di 126

ULTIMATE LIMIT STATE - DESIGN INTERNAL FORCES ASSIGNED FOR EACH COMBINATION / STATI LIMITE ULTIMI – AZIONI INTERNE SOLLECITANTI DI PROGETTO PER OGNI COMBINAZIONE

N	Design axial force [kN] applied in the concrete centroidal point (+ if compressive) Azione assiale sollecitante di progetto [kN] applicata nel baricentro della sezione di calcestruzzo (+ se in compressione)
Mx	Design moment force [kNm] around the x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section Momento sollecitante di progetto [kN m] attorno all'asse x con direzione positiva se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
YY	Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y Taglio sollecitante di progetto [kN] / in direzione parallela all'asse Y
T	Design torsional Moment [kN m] / Momento torcente sollecitante di progetto

CHECKS RESULTS / RISULTATI DELLE VERIFICHE

Checks of section OK for all assigned combinations / Verifica con esito positive per tutte le combinazioni

Min edge cover of longitudinal bars: / Minimo ricoprimento delle barre longitudinali
Min edge distance between longitudinal bars / Minima distanza tra le barre longitudinali

ULTIMATE LIMIT STATE - CHECKS FOR BENDING AND AXIAL FORCE / STATI LIMITE ULTIMI – VERIFICA A FLESSIONE E AZIONE ASSIALE

Check/Verifica	Result of check / Esito della verifica
N	Design axial force applied in the concrete centroid [kN] (+ if compressive) Azione assiale sollecitante di progetto [kN] applicata nel baricentro della sezione di calcestruzzo (+ se in compressione)
Mx	Design bending moment force [kNm] around x axis of reference Momento flettente sollecitante di progetto [kN m] intorno all'asse X
N ult	Axial capacity [kN] of section (+ if compressive) Azione assiale resistente di progetto della sezione [kN] (+ se di compressione)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis of reference Momento flettente resistente di progetto [kN m] intorno all'asse X
S.F.	Safety factor = vectorial ratio of (N ult, Mx ult) to (N, Mx). Check OK if such ratio is >=1.0 Fattore di sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx). Contorlo positivo se tale rapporto >=1.0
Yneutral	Ordinate Y [cm] of neutral axis in the reference system Ordinata Y [cm] dell'asse neutron nel sistema di riferimento
Mx sn.	Yielding bending moment [kNm] Momento flettente di servamento [kN m]
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section Rapporto tra la posizione dell'asse neutron e l'altezza efficace della sezione
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [(5.10)EC2] Rapporto tra il momento redistribuito e il momento elastico della trave continua [(5.10)EC2]
As Tension	Area bars in tension zone [cm ²] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2] Area delle armature a trazione [cm ²] (trave) [tra parentesi is riporta l'area minima dall'equazione (9.1N) EC2]



PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO

APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLRI0005004	A	48 di 126

ULTIMATE LIMIT STATE - STRAINS AT ULTIMATE STATE / STATI LIMITE ULTIMI – DEFORMAZIONI AGLI STATI LIMITE ULTIMI

ec max	Ultimate compressive strain in concrete Deformazione ultima a compressione
ec*	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed) Deformazione nella fibra di calcestruzzo nella posizione ec2/ecu (ec*>0 nel caso di sezione compressa)
Yc max	Ordinate in [cm] of the fiber corresponding to ec max Ordinata in [cm] della fibra corrispondente a ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive) Massima deformazione nelle barre di acciaio (+ se in compressione)
Ys max	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es max Ordinata [cm] della barra corrispondente a es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive) Minima deformazione nelle barre di acciaio (+ se in compressione)
Ys min	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es min Ordinata [cm] della barra corrispondente a es min

Comb.N. ec max ec * Yc max es max Ys max es min Ys min

COMBINATION OF RESISTANCE N. 1 : STRESS AND STRAIN AT ULTIMATE STATE / COMBINAZIONE RESISTENTE N.1: SFORZO E DEFORMAZIONE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Concrete vertices: /Vertici sezione calcestruzzo

Vertex N.	Assigned numbers to concrete vertices
Vertice N°	Si assegnano numeri ai vertici della sezione in calcestruzzo
Xc, Yc	X-coordinate, Y-coordinate [cm] of vertices in the reference X,Y,O Coordinate X e Y [cm] dei vertici nel riferimento X,Y,O
Sc	Stress [Mpa] in each vertex (+ if compressive) Sforzo [Mpa] in ciascun vertice (+ se in compressione)
e c	Strain in each vertex Deformazione nei vertici

Vertex N.	Xc	Yc	Sc	e c
Vertice N.	Xc	Yc	Sc	e c

Longitudinal Bars: / Barre longitudinali

Bar N.	Number assigned to the bars Numero assegnato alle barre
Xs, Ys	X-coordinate, Y-coordinate [cm] of single bar in the reference X,Y,O Coordinate X e Y [cm] dei vertici nel riferimento X,Y,O
Ss	Stress [Mpa] in each bar (+ if compressive) Sforzo [Mpa] in ciascuna barra (+ se in compressione)
e s	Strain in each bar Deformazione in ciascuna barra

Bar N.	Xs	Ys	Ss	e s
--------	----	----	----	-----

10.1

VERIFICHE STRUTTURALI PARAMENTO

Nei paragrafi seguenti per l'elemento verticale del muro di linea antisvio sono state riportate le verifiche di resistenza a flessione e taglio (in comb. Eccezionale) e le verifiche tensionali e di fessurazione (in comb. Rara), in quanto i muri possono sostenere anche le barriere antirumore. La sezione resistente considerata per le verifiche ha larghezza unitaria ($B=1.0$ m).

Le sollecitazioni ricavate all'estradosso del cordolo, relative alla combinazione eccezionale e alle combinazioni di esercizio sono le seguenti:

Sollecitazioni di progetto

	V_{Ed} [kN]	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kN.m]
Combinazione Eccezionale ($G_k+A+\psi_{21} Q_k$)	235.09	71.51	601.04
SLE1 $G_k+SW/2+0.6xVento+0.8xAero$	55.04	89.51	79.30
SLE2 $G_k+Vento+0.8xSW/2+0.8xAero$	51.51	85.01	93.16
SLE3 $G_k+Aero+0.8xSW/2+0.6xVento$	47.84	85.01	75.93

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

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.

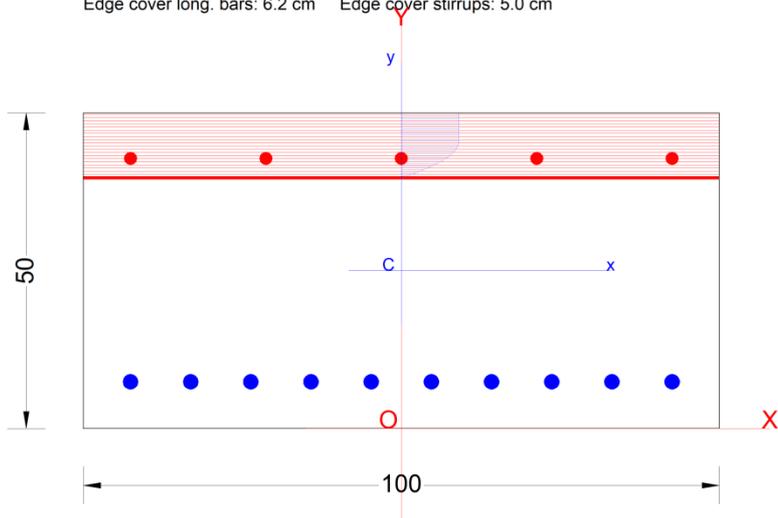
Armature verticali: $\varnothing 24/10$ sul lato teso, $\varnothing 20/20$ sul lato compresso

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

Spille $\varnothing 12/20 \times 10$ a quinconce

Altezza sezione di verifica: 0.5 m.

Section name: Muro di recinzione 4.9.secEC Comb. n. 1 (U.L.S.)
Edge cover long. bars: 6.2 cm Edge cover stirrups: 5.0 cm





PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO

APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLRI0005004	A	51 di 126

10.1.1 Verifica a presso-flessione e taglio RC-SEC

GENERAL DATA OF PREDEFINED RC CROSS-SECTION

Section Name: Muro di recinzione.secEC

(File path: S:\Projects\EngiNET\02_Curr_P\19032-R 0549D12 - Raddoppio ponte San Pietro - Bergamo - Montello\04 Work\02_Muri di Recinzione\Muri reci\Muro di Recinzione rev\RCSec\Muro di recinzione.secEC)

Section description:	
Reference code:	EN 1992-1-1 [EC2] Italian Annex
Exposure Class:	XC2 - Carbonation (long-term water contact/foundations)
Structural member of belonging:	Column (or compression member)
Section type:	Predefined section
Cross-section shape:	Rectangular
Stress path:	Constant axial force to achieve bending ULS
Reference of assigned forces:	Principal axes x,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C32/40
	Design compressive strength fcd:	18.1 MPa
	Shear reduced compressive strength v1*fcd:	9.1 MPa (6.9)EC2
	Coeff. Crd,c:	0.1200 § 6.2.2(1) EC2
	Coeff. K1:	0.1500 § 6.2.2(1) EC2
	Coeff. v min:	0.0115 Mpa (§ 6.2.2(1) EC2
	Strain at max strength ec2:	0.0020
	Ultimate strain ecu:	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle
	Mean elastic modulus Ecm:	33345.8 MPa
	Mean tensile strength fctm:	3.0 MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00
	Stress limit Characteristic SLS:	19.2 MPa
STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress fyk:	450.0 MPa
	Tensile strength ftk:	540.0 MPa
	Design yield stress fyd:	391.3 MPa
	Design strength ftd:	391.3 MPa
	Design ultimate strain esu:	0.068
	Mean elastic modulus Es:	200000.0 MPa
SLS Charact. - Ss Limit:	360.00 MPa	

GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA

Width:	100.0	cm
Depth:	50.0	cm
Bottom bars:	10Ø24	(45.2 cm ²)
Top bars:	5Ø20	(15.7 cm ²)
Low Cover (from centroid of bar):	7.4	cm
Top Cover (from centroid of bar):	7.2	cm
Web Cover (from centroid of bar):	7.4	cm

ULTIMATE LIMIT STATE - DESIGN INTERNAL FORCES ASSIGNED FOR EACH COMBINATION

N	Design axial force [kN] applied in the concrete centroidal point (+ if compressive)
Mx	Design moment force [kNm] around the x axis



PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO

APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLRI0005004	A	52 di 126

YY with positive direction if such as to compress the upper edge of the section
 T Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y
 Design torsional Moment [kN m]

Comb.N.	N	Mx	Vy	MT
1	71.51	601.01	235.09	0.00

SERVICEABILITY LIMIT STATE - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)
 Mx Moment force [kNm] around x axis
 with positive direction if such as to compress the upper edge of the section

Comb.N.	N	Mx
1	89.51	79.30
2	85.01	93.16
3	85.01	75.93

CHECKS RESULTS

Checks of section OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars:	6.2 cm
Min edge distance between longitudinal bars:	7.1 cm
Min edge cover of strirrups:	5.0 cm

ULTIMATE LIMIT STATE - CHECKS FOR BENDING AND AXIAL FORCE

Check Result of check
 N Design axial force applied in the concrete centroid [kN] (+ if compressive)
 Mx Design bending moment force [kNm] around x axis of reference
 N ult Axial capacity [kN] of section (+ if compressive)
 Mx ult Bending moment capacity [kNm] around x axis of reference
 S.F. Safety factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult) to (N,Mx). Check OK if such ratio is >=1.0
 Yneutral Ordinate Y [cm] of neutral axis in the reference system
 Mx sn. Yielding bending moment [kNm]
 x/d Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
 D Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [(5.10)EC2]
 As Total Total area of longitudinal bars [cm²]. [Between brackets is shown the min. from eq. (9.12) EC2]

Comb.N.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	Yn	M sn	x/d	D	As Total
1	OK	71.51	601.01	71.81	683.52	1.137	39.7	656.65	---	---	60.9 (15.0)

ULTIMATE LIMIT STATE - STRAINS AT ULTIMATE STATE

ec max Ultimate compressive strain in concrete
 ec* Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
 Yc max Ordinate in [cm] of the fiber corresponding to ec max
 es max Max strain in steel bars (+ if compressive)
 Ys max Ordinate [cm] of the bar corresponding to es max
 es min Min strain in steel bars (+ if compressive)
 Ys min Ordinate [cm] of the bar corresponding to es min

Comb.N.	ec max	ec *	Yc max	es max	Ys max	es min	Ys min
1	0.00350	-0.00378	50.0	0.00105	42.8	-0.01098	7.4



PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO

APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLRI0005004	A	53 di 126

SHEAR REINFORCEMENT (FOR THE ENVELOPE OF ALL ASSIGNED COMBINATIONS)

Stirrup diameter:	12 mm	> Min diameter for code = 6.0 mm
Stirrups spacing (pitch):	10.0 cm	< Max distance for code = 14.4 cm
Number of branches of stirrup:	2	
Area stirrups/m:	22.6 cm ² /m	> Area stirr. strictly necessary for shear = 6.3cm ² /m
Shear reforc.ratio R _w :	0.0023	> 0.0000 (min. ratio rule (9.5N)EC2-1)

ULTIMATE LIMIT STATE - SHEAR CHECKS

Check	Result of shear/torsion check
V _{ed}	Design applied Shear V _y [kN] (uniaxial force)
V _{rd,c}	Shear resistance [kN] without shear reinforcement [§6.2.2 EC2]
V _{rd,max}	Shear resistance [kN] limited by crushing of concrete struts [eq.(6.9)EC2]
V _{rd,s}	Shear resistance [kN] sustained by yieldin of shear reinforcement [eq.(6.8)EC2]
z	Inner level arm [cm] of resistant cross section [§6.2.3(1) EC2]
b _w	Minimum width [cm] of cross section parallel to neutral axis [§6.2.3(1) EC2]
Cot(Th)	Cot of angle Th between the concrete compression struts and the beam axis [§6.2.3(1) EC2]
Ac _w =1.000	Coeff. taking account of compression stress in eq.(6.9)EC2
Cr _{d,c} =0.120	Coeff. for shear resistance without shear reinforcement in eq.(6.2.a)EC2
k=1.685	Coeff. for shear resistance without shear reinforcement in eq.(6.2.a)EC2
v _{min} =0.115	Coeff. for shear resistance without shear reinforcement in eq.(6.3N)EC2

Comb.N.	Check	V _{ed}	V _{rd,c}	V _{rd,max}	V _{rd,s}	z	b _w	Cot(Th)	OMst
1	OK	235.09	288.17	1197.97	847.87	38.3	100.0	2.50	0.000(0.000)

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Check	Result of Check
Sc max	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]
Yc max	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Sc min	Min compression stress (+) in concrete [Mpa]
Yc min	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc min (reference X,Y,O)
Ss min	Min tension stress (-) of steel bars [Mpa]
Ys min	y-coordinate [cm] of centroid bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
hc eff.	Concrete depth [cm] in concrete tension area surrounding tension steel bars
Ac eff	Effective tension area [cm ²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff	Area of tension steel bars [cm ²] within Ac eff (for crack width control)
D bars	Mean spacing [cm] of bonded reinforcement [eq.(7.11) §7.3.4(3)EC2] (D bars = 0 indicates spacing > 5(c+O/2) and eq.(7.14) is pertinent)

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	2.30	50.0	0.00	29.9	-38.8	42.8	10.0	999	45.2	9.5
2	OK	2.68	50.0	0.00	30.5	-47.6	42.8	10.2	1017	45.2	9.5
3	OK	2.20	50.0	0.00	30.0	-37.2	42.8	10.0	999	45.2	9.5

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check	Result of check
e1	Greater concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
e2	Lesser concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
e3	Concrete tensile strain at the inner edge of the effective tension area
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
kt	= 0.6 for charact. and frequent SLS; = 0.4 for quasi-perm. SLS (Factor dependent on the duration od the load [see eq.(7.9) EC2])
k2	= (e1 + e2)/(2*e1) [see eq.(7.13) EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
k4	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
Ø c	Equivalent bar diameter [mm] cover [cm] to the tensile reinforcement [see eq.(7.11)(7.12) EC2]



PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO

APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLRI0005004	A	54 di 126

r_{eff} Geometrical ratio $A_{s\ eff}/A_{c\ eff}$ [eq.(7.10) EC2]
 $e_{sm} - e_{cm}$ Difference between the mean strain of tensile steel and concrete under the relevant combination [eq.(7.8)]
 Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = $0.6 S_{max} / E_s$
 $s_{r\ max}$ Max final crack [mm] spacing
 w_k Calculated value [mm] of crack width = $s_{r\ max} * (e_{sm} - e_{cm})$ [eq.(7.8)]. Limit value of w_k is shown between brackets
 M_{crack} First cracking bending moment [kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	e3	k2	Ø c	r_{eff}	$e_{sm} - e_{cm}$	$s_{r\ max}$	w_k	M_{crack}
1	OK	-0.00026	0	-0.00017	0.833	24 6.2	0.045	0.000116 (0.00012)	361	0.042	184.90
2	OK	-0.00031	0	-0.00021	0.833	24 6.2	0.044	0.000143 (0.00014)	364	0.052	181.41
3	OK	-0.00025	0	-0.00016	0.833	24 6.2	0.045	0.000112 (0.00011)	361	0.040	184.75

VERIFICA A FESSURAZIONE SODDISFATTA: < 0.2 mm

10.1.2 Verifica a presso-flessione e taglio VCASLU

Verifica C.A. S.L.U. - File: Muro di recinzione

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

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm]	d [cm]
1	100	50	1	15.71	7.2
			2	45.24	42.6

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	<input type="text" value="71.51"/>	<input type="text" value="0"/>	kN
M _{xEd}	<input type="text" value="601.04"/>	<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

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

Materiali

B450C	C32/40
ϵ_{su} <input type="text" value="67.5"/> ‰	ϵ_{c2} <input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd} <input type="text" value="391.3"/> N/mm ²	ϵ_{cu} <input type="text" value="3.5"/> ‰
E_s <input type="text" value="200,000"/> N/mm ²	f_{cd} <input type="text" value="18.1"/> ‰
E_s/E_c <input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd} <input type="text" value="0.8"/> ?
ϵ_{syd} <input type="text" value="1.957"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$ <input type="text" value="9.75"/>
$\sigma_{s,adm}$ <input type="text" value="255"/> N/mm ²	τ_{co} <input type="text" value="0.6"/>
	τ_{c1} <input type="text" value="1.829"/>

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d cm

x x/d

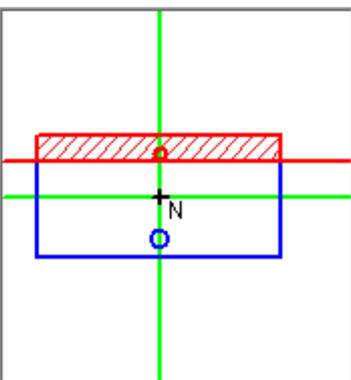
δ

N° rett.

Calcola MRd

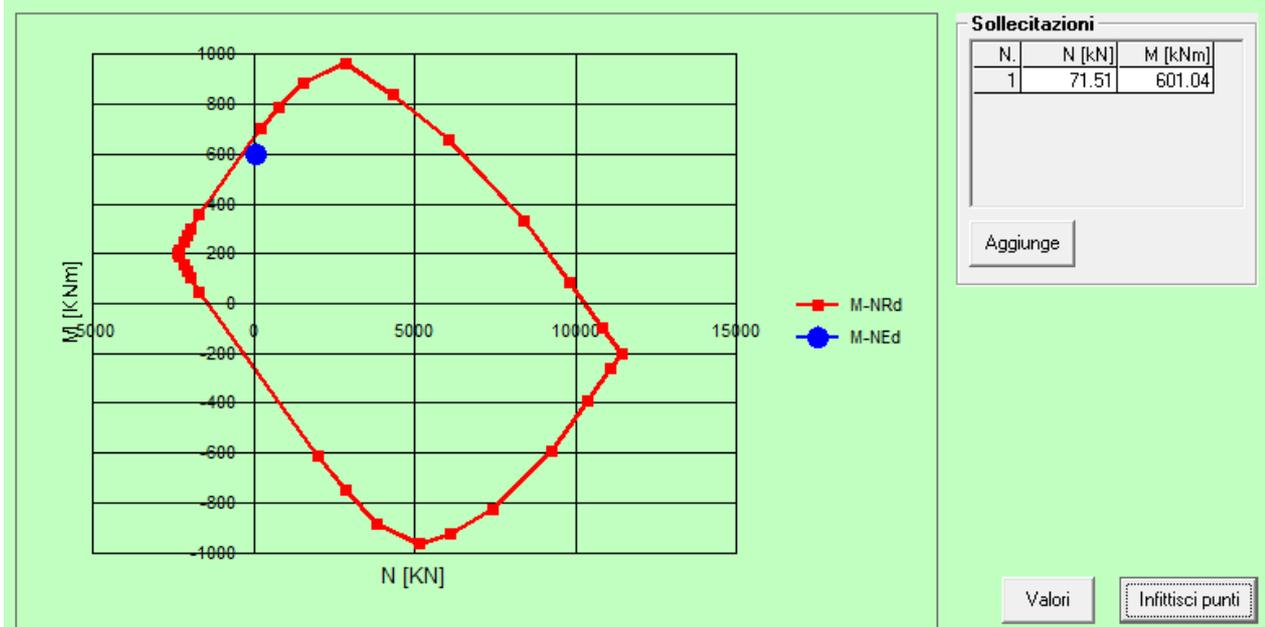
L₀ cm

Precompresso



🚩 Dominio M-N

File



Il coefficiente di sicurezza è pari a $683.3/601.04 = 1.13$

la verifica risulta **soddisfatta**.



PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO

APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLRI0005004	A	57 di 126

10.1.3 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 Ø12/20x10.

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO D.M. 17/01/2018 § 4.1.2.3.5

• Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$ mm larghezza	$f_{yk} = 450$ MPa resist. caratteristica
$h = 500$ mm altezza	$\gamma_s = 1.00$ coeff. sicurezza
$c = 76$ mm copriferro	$f_{yd} = 450.0$ MPa resist. di calcolo
$f_{ck} = 30$ MPa resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:
$\gamma_c = 1.00$ coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 10 \text{ } \emptyset 24 = 45.24 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 1.00$ coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0 \text{ } \emptyset 0 = 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 424$ mm altezza utile	$A_{sl,3} = 0 \text{ } \emptyset 0 = 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 30.00$ MPa resist. di calcolo	45.24 cm ²

• Sollecitazioni (compressione<0, trazione>0, taglio in valore assoluto)

$N_{ed} = 0.0$ kN $V_{ed} = 750.0$ kN

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$ $k = 1.687 < 2$
 $v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ $v_{min} = 0.420$
 $\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02$ $\rho_1 = 0.011 < 0.02$
 $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd}$ $\sigma_{cp} = 0.00$ MPa < 0.2 f_{cd}

$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_s + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$

$V_{Rd} = 408.8$ kN; (con $(v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 178.1$ kN)

$V_{Rd} = 408.8$ kN valore di calcolo

la sezione NON è verificata in assenza di armature per il taglio

• Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

$\theta = 45.0$ ° inclinaz. bielle cls angolo ammissibile
 $\alpha = 90.0$ ° inclinaz. staffe

Armatura a taglio:

$A_{sw}/s =$ spille Ø 12 mm con n° bracci (trasv) 5 passo 10 cm = 0.565 cm²/cm

$V_{Rsd} = 0.90 \times d \times (A_{sw}/s) \times f_{yd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) \times \sin \alpha$ $V_{Rsd} = 971.1$ kN

$f_{cd} = 15.00$ MPa resist. di calcolo ridotta

$\alpha_c = 1.000$ coeff. maggiorativo

$V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \alpha)$ $V_{Rcd} = 2862.1$ kN

$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd})$ $V_{Rd} = 971.1 > 750.0$ kN c.s.= 1.3

la sezione armata a taglio risulta verificata.

La verifica risulta **soddisfatta**.

10.2

VALUTAZIONE CAUTELATIVA DEL CORDOLO

10.2.1 Stato limite ultimo

Ai fini di valutare l'armatura del cordolo, si esamina, una trave semplicemente appoggiata, di luce pari a 5.40m (3 interassi di pali a favore di sicurezza), agente sotto carichi orizzontali, in particolare l'azione dell'urto del treno, che risulta di gran lunga governante.

Il carico orizzontale di progetto è stato valutato, cautelativamente nel modo seguente:

Il taglio calcolato al metro lineare, dalle spinte statiche, a quota intradosso cordolo (valore massimo) è stato utilizzato, mentre quello, corrispondente ad un muro di altezza 2.9m (valore massimo), a quota estradosso è stato utilizzato per le verifiche.

Le sollecitazioni sono state riportate nella seguente tabella:

	Sollecitazione di progetto	
Spinta ballast	6.85	kN/m
Spinta terreno	9.52	kN/m
Spinta traffico ferroviario	71.4	kN/m
Azioni da urto ferroviario	220.59	kN/m
Combinazione eccezionale $q = G_k + A + \psi_{21} \cdot Q_k$	251.24	kN/m
Trave semplice L =	5.4	m
$M_{Ed} = q \cdot L^2 / 8$	915.77	kN.m
$V_{Ed} = q \cdot L / 2$	678.35	kN

La verifica agli SLU è stata effettuata tramite il programma VCA SLU.

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 orizzontali: 6Ø24 sia tesa che compressa

Staffe: Ø16/20

Altezza sezione di verifica: 1.10 m.

Verifica C.A. S.L.U. - File: 3.9

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

Titolo : _____

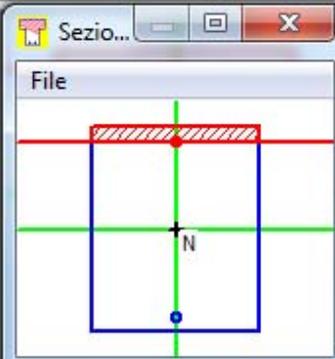
N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm]	d [cm]
1	90	110	1	27.14	7.8
			2	27.14	102.2

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezio...



Solecitazioni

S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	kN
M _{xEd}	<input type="text" value="915.8"/>	<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

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd **Dominio M-N**

L₀ cm **Col. modello**

Precompresso

Materiali

B450C		C30/37	
ε _{su}	<input type="text" value="67.5"/> ‰	ε _{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f _{yd}	<input type="text" value="391.3"/> N/mm ²	ε _{cu}	<input type="text" value="3.5"/> ‰
E _s	<input type="text" value="200,000"/> N/mm ²	f _{cd}	<input type="text" value="17"/> ‰
E _s /E _c	<input type="text" value="15"/>	f _{cc} /f _{cd}	<input type="text" value="0.8"/> ?
ε _{syd}	<input type="text" value="1.957"/> ‰	σ _{c,adm}	<input type="text" value="9.75"/>
σ _{s,adm}	<input type="text" value="255"/> N/mm ²	τ _{co}	<input type="text" value="0.6"/>
		τ _{c1}	<input type="text" value="1.829"/>

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

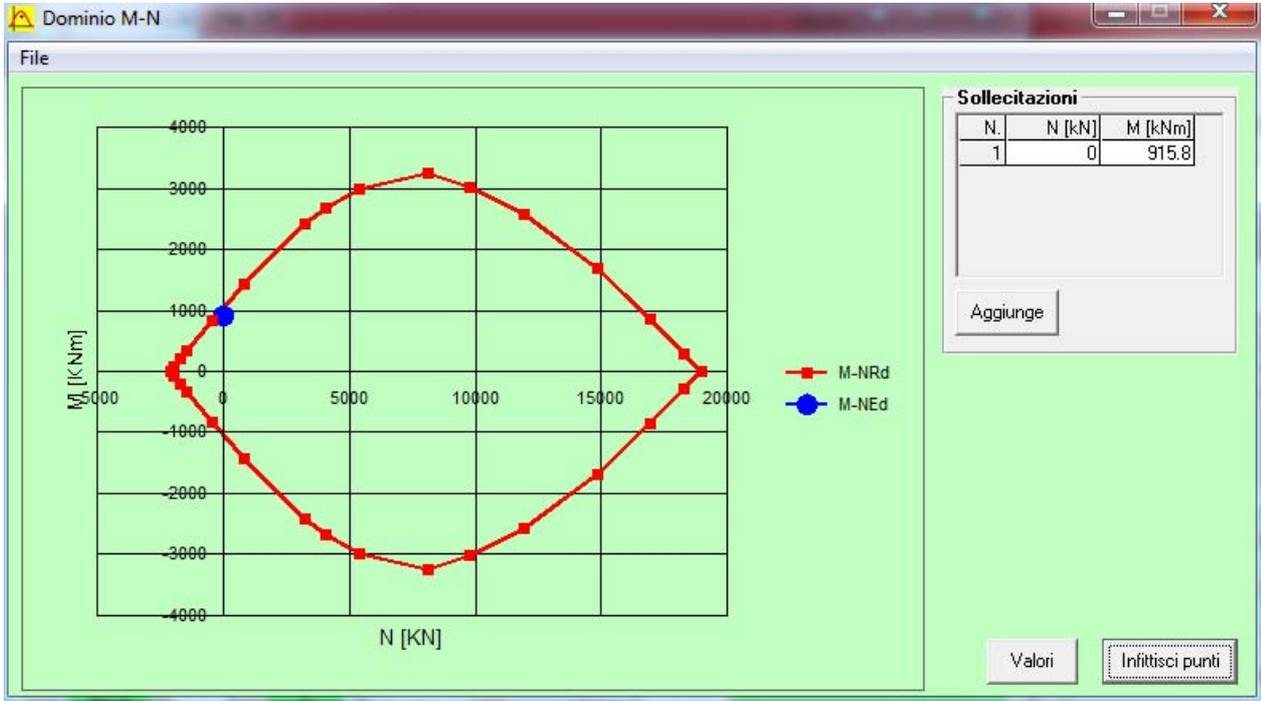
ε_c ‰

ε_s ‰

d cm

x x/d

δ



VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO D.M. 17/01/2018 § 4.1.2.3.5

• Caratteristiche della sezione

$b_w = 900$ mm	larghezza	$f_{yk} = 450$ MPa	resist. caratteristica
$h = 1100$ mm	altezza	$\gamma_s = 1.00$	coeff. sicurezza
$c = 56$ mm	copriferro	$f_{yd} = 450.0$ MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 30$ MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:	
$\gamma_c = 1.00$	coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 6 \text{ } \emptyset \text{ } 24$	$= 27.14 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 1.00$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0 \text{ } \emptyset \text{ } 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 1044$ mm	altezza utile	$A_{sl,3} = 0 \text{ } \emptyset \text{ } 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 30.00$ MPa	resist. di calcolo		27.14 cm^2

• Sollecitazioni (compressione<0, trazione>0, taglio in valore assoluto)

$N_{ed} = 0.0$ kN $V_{ed} = 678.4$ kN

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$ $k = 1.438 < 2$
 $v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ $v_{min} = 0.330$
 $\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02$ $\rho_1 = 0.003 < 0.02$
 $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd}$ $\sigma_{cp} = 0.00$ MPa < 0.2 fcd

$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$

$V_{Rd} = 499.5$ kN; (con $(v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 310.5$ kN)

$V_{Rd} = 499.5$ kN valore di calcolo

la sezione NON è verificata in assenza di armature per il taglio

• Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

$\theta = 45.0$ ° inclinaz. bielle cls angolo ammissibile
 $\alpha = 90.0$ ° inclinaz. staffe

Armatura a taglio:

$A_{sw}/s = \text{spille } \emptyset \text{ } 16 \text{ mm con n}^\circ \text{ bracci (trasv)}$ 2 passo 20 cm = 0.201 cm²/cm

$V_{Rsd} = 0.90 \times d \times (A_{sw}/s) \times f_{yd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) \times \sin \alpha$ $V_{Rsd} = 850.2$ kN

$f_{cd} = 15.00$ MPa resist. di calcolo ridotta

$\alpha_c = 1.000$ coeff. maggiorativo

$V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \alpha)$ $V_{Rcd} = 6342.6$ kN

$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd})$ $V_{Rd} = 850.2 > 678.4$ kN c.s.= 1.3

la sezione armata a taglio risulta verificata.

10.2.2 Stato limite di esercizio

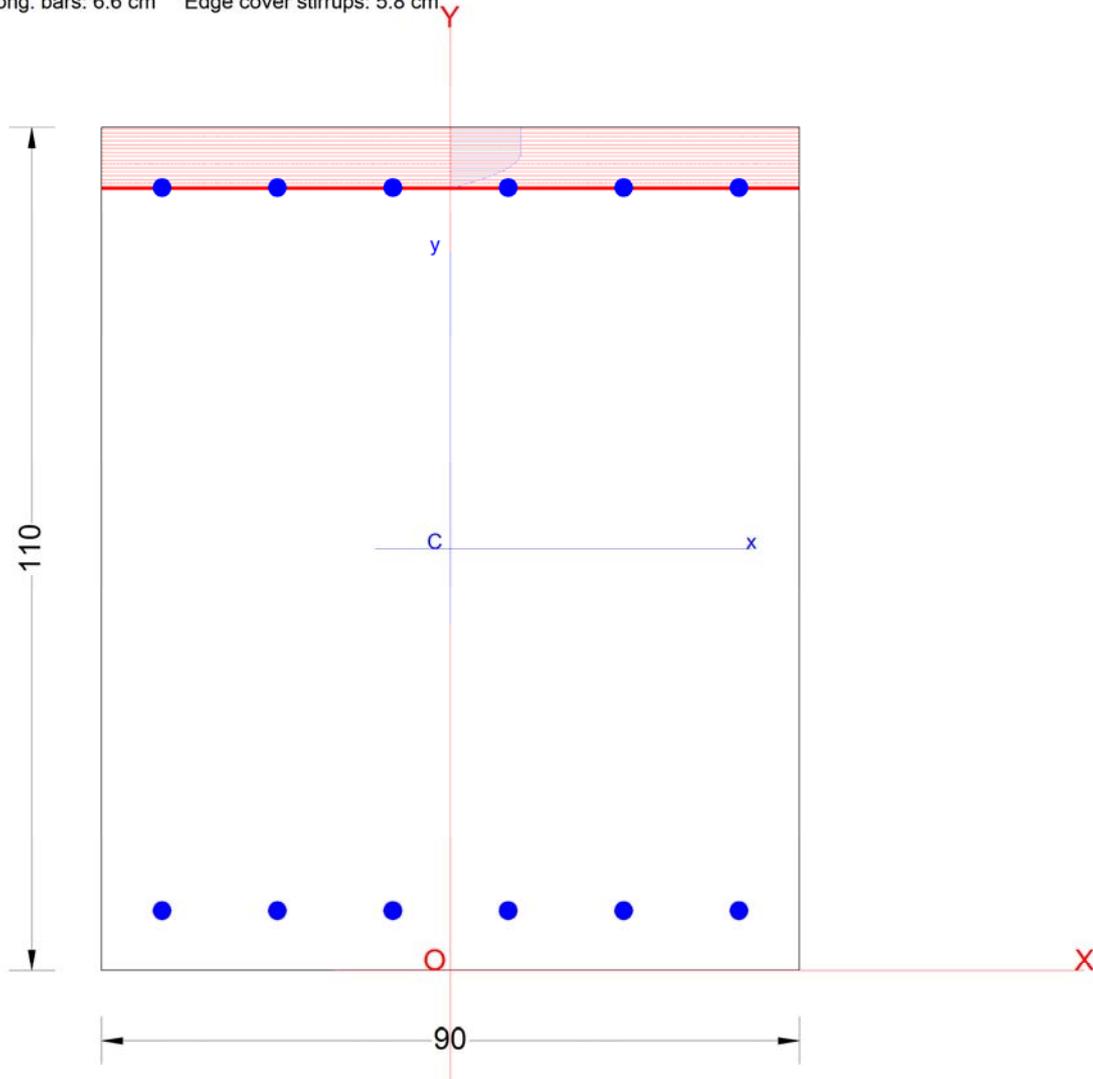
Ai fini di valutare le fessurazioni del cordolo, si esamina, una trave semplicemente appoggiata, di luce pari a 5.40m (3 interassi di pali a favore di sicurezza), agente sotto carichi orizzontali, in particolare l'azione della spinta del traffico ferroviario, che risulta di gran lunga governante.

	Sollecitazione di progetto	
Spinta ballast	6.85	kN/m
Spinta terreno	9.52	kN/m
Spinta traffico ferroviario	71.4	kN/m
Azione del vento	10.81	kN/m
Azione aerodinamica	3.29	kN/m
Combinazione SLE $q = G_k + SW/2 + 0.6 \cdot W_k + 0.8 \cdot Aero$	96.888	kN/m
Trave semplice $L =$	5.4	m
$M_{Ed} = q \cdot L^2 / 8$	353.16	kN.m

La verifica a fessurazione è stata effettuata tramite il programma RC-SEC

Section name: Cordolo 3.9.secEC Comb. n. 1 (U.L.S.)

Edge cover long. bars: 6.6 cm Edge cover stirrups: 5.8 cm



GENERAL DATA OF PREDEFINED RC CROSS-SECTION

Section Name: Cordolo 3.9.secEC

(File path: S:\Projects\EngiNET\02_Curr_P\19032-R 0549D12 - Raddoppio ponte San Pietro - Bergamo - Montello\04 Work\02_Muri di Recinzione\Muri reci\Muro di Recinzione rev\RCSec\Cordolo 3.9.secEC)

Section description:

Reference code:

Exposure Class:

Structural member of belonging:

Section type:

Cross-section shape:

Stress path:

Reference of assigned forces:

EN 1992-1-1 [EC2] Italian Annex

XC2 - Carbonation (long-term water contact/foundations)

Column (or compression member)

Predefined section

Rectangular

Constant axial force to achieve bending ULS

Principal axes x,y of inertia

MATERIALS DATA



PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO

APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLRI0005004	A	64 di 126

CONCRETE -	Class:	C30/37
	Design compressive strength fcd:	17.0 MPa
	Strain at max strength ec2:	0.0020
	Ultimate strain ecu:	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle
	Mean elastic modulus Ecm:	32836.6 MPa
	Mean tensile strength fctm:	2.9 MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00
Stress limit Characteristic SLS:	18.0 MPa	
STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress fyk:	450.0 MPa
	Tensile strength ftk:	540.0 MPa
	Design yield stress fyd:	391.3 MPa
	Design strength ftd:	391.3 MPa
	Design ultimate strain esu:	0.068
	Mean elastic modulus Es:	200000.0 MPa
	SLS Charact. - Ss Limit:	360.00 MPa

GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA

Width:	90.0	cm
Depth:	110.0	cm
Bottom bars:	6Ø24	(27.1 cm ²)
Top bars:	6Ø24	(27.1 cm ²)
Low Cover (from centroid of bar):	7.8	cm
Top Cover (from centroid of bar):	7.8	cm
Web Cover (from centroid of bar):	7.8	cm

ULTIMATE LIMIT STATE - DESIGN INTERNAL FORCES ASSIGNED FOR EACH COMBINATION

N	Design axial force [kN] applied in the concrete centroidal point (+ if compressive)
Mx	Design moment force [kNm] around the x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section
Vy	Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y
T	Design torsional Moment [kN m]

Comb.N.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	915.77	0.00	0.00

SERVICEABILITY LIMIT STATE - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N	Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)
Mx	Moment force [kNm] around x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section

Comb.N.	N	Mx
1	0.00	353.16

CHECKS RESULTS

Checks of section OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars:	6.6	cm
Min edge distance between longitudinal bars:	12.5	cm

ULTIMATE LIMIT STATE - CHECKS FOR BENDING AND AXIAL FORCE



PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO

APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLRI0005004	A	65 di 126

Check	Result of check
N	Design axial force applied in the concrete centroid [kN] (+ if compressive)
Mx	Design bending moment force [kNm] around x axis of reference
N ult	Axial capacity [kN] of section (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis of reference
S.F.	Safety factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult) to (N,Mx). Check OK if such ratio is >=1.0
Yneutral	Ordinate Y [cm] of neutral axis in the reference system
Mx sn.	Yielding bending moment [kNm]
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [(5.10)EC2]
As Total	Total area of longitudinal bars [cm2]. [Between brackets is shown the min. from eq. (9.12) EC2]

Comb.N.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	Yn	M sn	x/d	D	As Total
1	OK	0.00	915.77	0.15	1047.11	1.143	101.9	1003.36	---	---	54.3 (29.7)

ULTIMATE LIMIT STATE - STRAINS AT ULTIMATE STATE

ec max	Ultimate compressive strain in concrete
ec*	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
Yc max	Ordinate in [cm] of the fiber corresponding to ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Ys max	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Ys min	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es min

Comb.N.	ec max	ec *	Yc max	es max	Ys max	es min	Ys min
1	0.00350	-0.01696	110.0	0.00012	102.2	-0.04085	7.8

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Check	Result of Check
Sc max	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]
Yc max	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Sc min	Min compression stress (+) in concrete [Mpa]
Yc min	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc min (reference X,Y,O)
Ss min	Min tension stress (-) of steel bars [Mpa]
Ys min	y-coordinate [cm] of centroid bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
hc eff.	Concrete depth [cm] in concrete tension area surrounding tension steel bars
Ac eff	Effective tension area [cm2] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff	Area of tension steel bars [cm2] within Ac eff (for crack width control)
D bars	Mean spacing [cm] of bonded reinforcement [eq.(7.11) §7.3.4(3)EC2] (D bars = 0 indicates spacing > 5(c+O/2) and eq.(7.14) is pertinent)

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	2.79	110.0	0.00	86.2	-138.0	102.2	19.5	1755	27.1	14.9

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check	Result of check
e1	Greater concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
e2	Lesser concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
e3	Concrete tensile strain at the inner edge of the effective tension area
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]



PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO

APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLRI0005004	A	66 di 126

k_t = 0.6 for charact. and frequent SLS; = 0.4 for quasi-perm. SLS (Factor dependent on the duration of the load [see eq.(7.9) EC2])
 k_2 = $(e_1 + e_2)/(2 \cdot e_1)$ [see eq.(7.13) EC2]
 k_3 = 3.400 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
 k_4 = 0.425 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
 $\emptyset | c$ Equivalent bar diameter [mm] | cover [cm] to the tensile reinforcement [see eq.(7.11)(7.12) EC2]
 r_{eff} Geometrical ratio $A_{s\ eff}/A_{c\ eff}$ [eq.(7.10) EC2]
 $e_{sm} - e_{cm}$ Difference between the mean strain of tensile steel and concrete under the relevant combination [eq.(7.8)]
 Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = $0.6 \cdot S_{max} / E_s$
 $s_{r\ max}$ Max final crack [mm] spacing
 w_k Calculated value [mm] of crack width = $s_{r\ max} \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [eq.(7.8)]. Limit value of w_k is shown between brackets
 M_{crack} First cracking bending moment [kNm]

Comb.N.	Check	e_1	e_2	e_3	k_2	$\emptyset c$	r_{eff}	$e_{sm} - e_{cm}$	$s_{r\ max}$	w_k	M_{crack}
1	OK	-0.00076	0	-0.00059	0.887	24 6.6	0.015	0.000414 (0.00041)	692	0.287	621.25

10.3

VERIFICA PORTANZA LATERALE PALO

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

	V_{Ed} [kN]	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kN.m]
Combinazione Eccezionale ($G_k+A+\psi_{21} Q_k$)	205.07	98.96	646.71

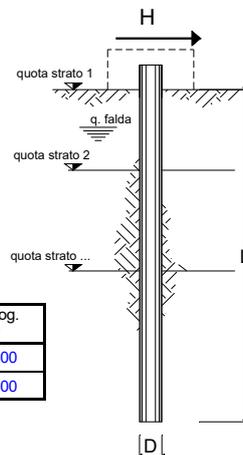
Sollecitazioni nei pali (moltiplicando i valori all'intradosso per l'interasse di 1.8m):

	V_{Ed} [kN]	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kN.m]
Combinazione Eccezionale ($G_k+A+\psi_{21} Q_k$)	369.13	178.13	1164.09

Sotto le ipotesi semplificate della teoria di Broms, viene calcolata la massima forza laterale sostenuta dal palo di lunghezza di 8 m.

opera **Pali muro recinzione**

coefficienti parziali			A		M		R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_e	γ_{cu}	γ_T
			γ_G	γ_Q			
S.U.	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88			<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u (kPa)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1		0.00	19.5	19.5	26	2.56		26	2.56	
✓ strato 2		-6.00	19	19	24	2.37		24	2.37	
□ strato 3						1.00			1.00	
□ strato 4						1.00			1.00	
□ strato 5						1.00			1.00	
□ strato 6						1.00			1.00	

Quota falda **-9** (m)
 Diametro del palo **D** **0.80** (m)
 Lunghezza del palo **L** **8.00** (m)
 Momento di plasticizzazione palo **My** **1413.12** (kNm)
 Step di calcolo **0.01** (m)

palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctri+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	897.7 (kN)		897.7 (kN)	
Palo intermedio	1113.5 (kN)		1113.5 (kN)	
Palo corto	3517.6 (kN)		3517.6 (kN)	
	H_{med} 897.7 (kN)	Palo lungo	H_{min} 897.7 (kN)	Palo lungo

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 528.04 \text{ (kN)}$$

$$H_d = H_k/\gamma_T = 406.18 \text{ (kN)}$$

Carico Assiale Permanente (G): G = 361.1 (kN)

Carico Assiale variabile (Q): Q = 0 (kN)

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 361.10 \text{ (kN)}$$

$$FS = H_d / F_d = 1.12$$

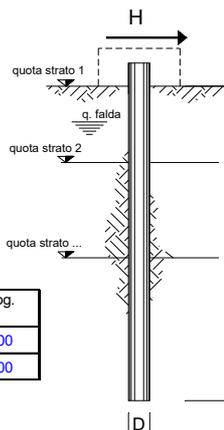
Si ottiene un coefficiente di sicurezza di 1.12

La verifica risulta **soddisfatta**.

Le verifiche di capacità portante a carichi orizzontali sono state svolte anche per sollecitazioni a breve termine, ipotizzando cautelativamente valori $c_{u,med}=100$ kPa e $c_{u,min}=50$ kPa.

opera **Pali muro recinzione**

coefficienti parziali			A		M		R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_e'	γ_{cu}	γ_T
			γ_G	γ_Q			
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u (kPa)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1		0.00	19.5	19.5		1.00	100		1.00	50
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2		-6.00	19	19		1.00	100		1.00	50
<input type="checkbox"/> strato 3						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda **-9** (m)
 Diametro del palo D **0.80** (m)
 Lunghezza del palo L **8.00** (m)
 Momento di plasticizzazione palo My **1413.12** (kNm)
 Step di calcolo **0.01** (m)

palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrf+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	1335.6 (kN)		1060.2 (kN)	
Palo intermedio	1857.6 (kN)		1051.2 (kN)	
Palo corto	4903.2 (kN)		2451.6 (kN)	
	H_{med} 1335.6 (kN) Palo lungo		H_{min} 1051.2 (kN) Palo intermedio	
	$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$		618.35 (kN)	
	$H_d = H_k \gamma_T$		475.66 (kN)	
Carico Assiale Permanente (G):	G =		361.1 (kN)	
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		0 (kN)	
	$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q =$		361.10 (kN)	
	$FS = H_d / F_d =$		1.32	

Si ottiene un coefficiente di sicurezza di 1.32

La verifica risulta **soddisfatta**.



PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO

APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLRI0005004	A	70 di 126

10.4

VERIFICHE STRUTTURALI PALO

10.4.1 Stato limite ultimo

Le sollecitazioni alla testa del singolo palo, calcolate nel punto precedente, sono di seguito riportate:

	V_{Ed} [kN]	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kN.m]
Combinazione Eccezionale ($G_k+A+\psi_{21} Q_k$)	369.13	178.13	1164.09

Le verifiche sono state condotte nel programma VCA SLU.

Le verifiche sono condotte in riferimento alle seguenti armature:

Armature verticali: 22Ø26

Armature orizzontali: StaffeØ12/15

10.4.2 Verifica a pressoflessione (SLU - Combinazione Eccezionale)

$$M_{Ed} = 1164.09 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 0$$

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

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

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

Titolo :

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 40 [cm]

Raggio interno: [] [cm]

N° barre uguali: 22

Diametro barre: 2.6 [cm]

Copriferro (baric.): 8.5 [cm]

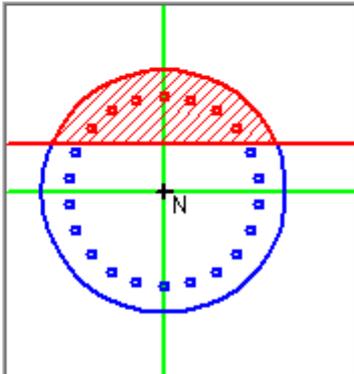
N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.



Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} : [] kN

M_{xEd} : 1164.1 kNm

M_{yEd} : 0 kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN: [] yN: []

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

L_0 : [] cm Col. modello

Precompresso

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} : 16.7
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

M_{xRd} : 1.193 kN m

σ_c : -16.7 N/mm²

σ_s : 391.3 N/mm²

ϵ_c : 3.5 ‰

ϵ_s : 6.81 ‰

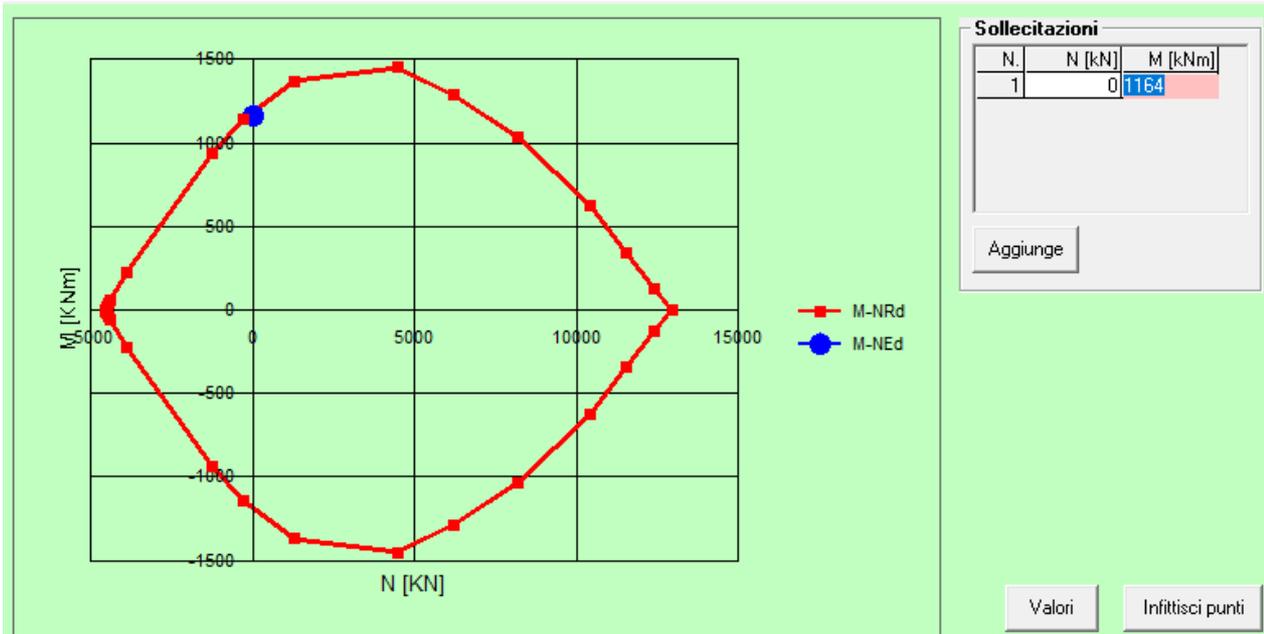
d: 71.5 cm

x: 24.27 x/d: 0.3395

δ : 0.8643

🚩 Dominio M-N

File



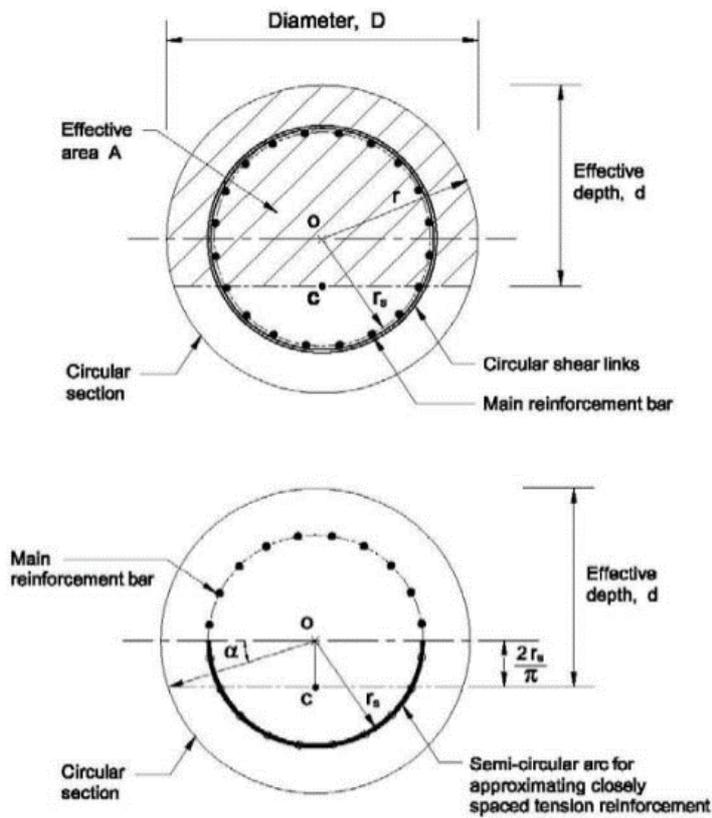
Il coefficiente di sicurezza è pari a $1193/1164.1 = 1.02$

La verifica risulta **soddisfatta**.

10.4.3 Verifica a taglio (SLU – Combinazione eccezionale)

Per la sezione circolare, l'altezza utile "d" è stimata secondo il paragrafo 7.9.5.1.1 NTC-2018 con:

$d = r + 2 r_s/\pi$ con r_s raggio della circonferenza su cui è distribuita l'armatura



Armatura trasversale: staffatura passo 15 cm diametro $\emptyset 12$.

Massima azione tagliante: 369.13 kN

Con riferimento alla precedente figura si ha:

D =	800 mm	diametro del palo
r =	400 mm	raggio del palo
c =	60 mm	copriferro
r _s =	340 mm	raggio della parte confinata dall'armatura trasversale
d =	616 mm	altezza utile equivalente d = r+2r _s /π
α	0.636 rad	
A _{tot} =	502655 mm ²	area della sezione circolare
A =	415318 mm ²	area della sezione rettangolare equivalente
b =	674 mm	Larghezza equivalente b = A/d
h =	746 mm	Altezza equivalente h = A _{tot} /b

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO D.M. 17/01/2018 § 4.1.2.3.5

• Caratteristiche della sezione

b _w = 674 mm	larghezza	f _{yk} = 450 MPa	resist. caratteristica
h = 746 mm	altezza	γ _s = 1.00	coeff. sicurezza
c = 85 mm	copriferro	f _{yd} = 450.0 MPa	resist. di calcolo
f _{ck} = 25 MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:	
γ _c = 1.00	coeff. sicurezza	A _{sl,1} = 15 Ø 26	= 79.64 cm ²
α _{cc} = 1.00	coeff. riduttivo	A _{sl,2} = 0 Ø 0	= 0.00 cm ²
d = 661 mm	altezza utile	A _{sl,3} = 0 Ø 0	= 0.00 cm ²
f _{cd} = 25.00 MPa	resist. di calcolo		79.64 cm ²

• Sollecitazioni (compressione < 0, trazione > 0, taglio in valore assoluto)

N_{ed} = 0.0 kN V_{ed} = 369.1 kN

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 k = 1.550 < 2
v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} v_{min} = 0.338
ρ₁ = A_{sl} / (b_w × d) < 0.02 ρ₁ = 0.018 < 0.02
σ_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0.2 f_{cd} σ_{cp} = 0.00 MPa < 0.2 f_{cd}

V_{Rd} = (0,18 × k × (100 × ρ₁ × f_{ck})^{1/3} / γ_c + 0,15 × σ_{cp}) × b_w × d > (v_{min} + 0,15 × σ_{cp}) × b_w × d

V_{Rd} = 441.1 kN; (con (v_{min} + 0,15 × σ_{cp}) × b_w × d = 150.5 kN)

V_{Rd} = 441.1 kN valore di calcolo

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

• Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

θ = 45.0 ° inclinaz. bielle cls angolo ammissibile
α = 90.0 ° inclinaz. staffe

Armatura a taglio:

A_{sw}/s = spille Ø 12 mm con n° bracci (trav) 2 passo 15 cm = 0.151 cm²/cm

V_{Rsd} = 0.90 × d × (A_{sw}/s) × f_{yd} × (cotg α + cotg θ) × sen α V_{Rsd} = 403.7 kN

f_{cd} = 12.50 MPa resist. di calcolo ridotta

α_c = 1.000 coeff. maggiorativo

V_{Rcd} = 0.90 × d × b_w × α_c × f_{cd} × (cotg α + cotg θ) / (1 + cotg² α) V_{Rcd} = 2506.1 kN

V_{Rd} = min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) V_{Rd} = 403.7 > 369.1 kN c.s. = 1.1

la sezione armata a taglio risulta verificata.

La verifica risulta **soddisfatta**.

10.4.4 Stato limite di esercizio

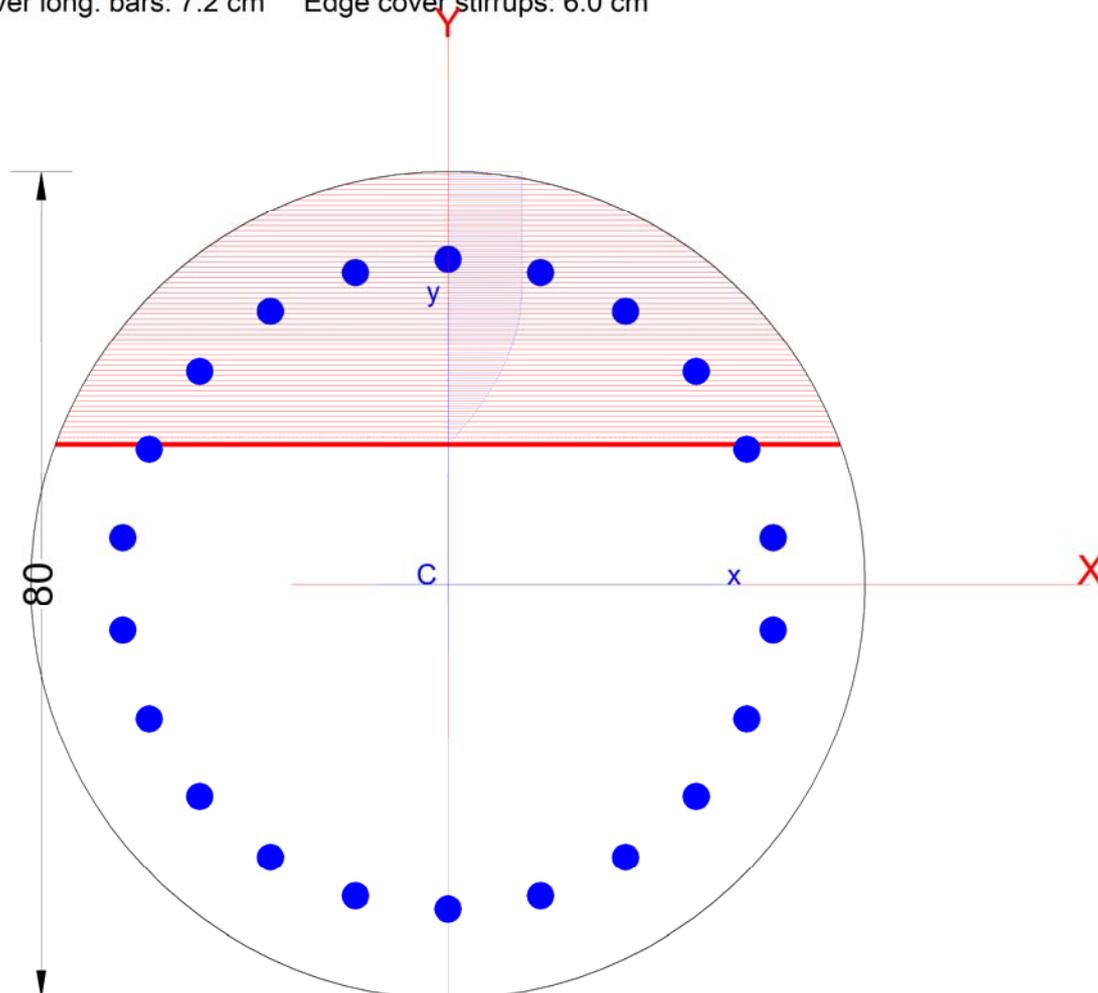
Le sollecitazioni alla testa del singolo palo, calcolate agli SLE, sono di seguito riportate:

	V_{Ed} [kN]	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kN.m]
Combinazione SLE	174.41	205.67	265.27
$q = G_k + SW/2 + 0.6 \cdot W_k + 0.8 \cdot Aero$			

Le verifiche sono state condotte nel programma RC-SEC.

Section name: Palo 3.9.secEC Comb. n. 1 (U.L.S.)

Edge cover long. bars: 7.2 cm Edge cover stirrups: 6.0 cm



GENERAL DATA OF PREDEFINED RC CROSS-SECTION

Section Name: Palo 3.9.secEC

(File path: S:\Projects\EngiNET\02_Curr_P\19032-R 0549D12 - Raddoppio ponte San Pietro - Bergamo - Montello\04 Work\02_Muri di Recinzione\Muri reci\Muro di Recinzione rev\RCSec\Palo 3.9.secEC)

Section description:

Reference code:

Exposure Class:

EN 1992-1-1 [EC2] Italian Annex

XC2 - Carbonation (long-term water contact/foundations)



PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO

APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLRI0005004	A	76 di 126

Structural member of belonging: Column (or compression member)
 Section type: Predefined section
 Cross-section shape: Circular
 Stress path: Constant axial force to achieve bending ULS
 Reference of assigned forces: Principal axes x,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C25/30
	Design compressive strength fcd:	14.2 MPa
	Strain at max strength ec2:	0.0020
	Ultimate strain ecu:	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle
	Mean elastic modulus Ecm:	31475.8 MPa
	Mean tensile strength fctm:	2.6 MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00
Stress limit Characteristic SLS:	15.0 MPa	
STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress fyk:	450.0 MPa
	Tensile strength ftk:	540.0 MPa
	Design yield stress fyd:	391.3 MPa
	Design strength ftd:	391.3 MPa
	Design ultimate strain esu:	0.068
	Mean elastic modulus Es:	200000.0 MPa
SLS Charact. - Ss Limit:	360.00 MPa	

GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA

Diameter section:	80.0	cm
Circumferential bars:	22Ø26	(116.8 cm ²)
Cover(from centroid of bar):	8.5	cm

ULTIMATE LIMIT STATE - DESIGN INTERNAL FORCES ASSIGNED FOR EACH COMBINATION

N	Design axial force [kN] applied in the concrete centroidal point (+ if compressive)			
Mx	Design moment force [kNm] around the x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section			
Vy	Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y			
T	Design torsional Moment [kN m]			
Comb.N.	N	Mx	Vy	MT
1	178.13	1164.00	0.00	0.00

SERVICEABILITY LIMIT STATE - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N	Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)	
Mx	Moment force [kNm] around x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section	
Comb.N.	N	Mx
1	0.00	265.30

CHECKS RESULTS

Checks of section OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars: 7.2 cm



PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO

APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLRI0005004	A	77 di 126

Min edge distance between longitudinal bars: 6.4 cm

ULTIMATE LIMIT STATE - CHECKS FOR BENDING AND AXIAL FORCE

Check	Result of check
N	Design axial force applied in the concrete centroid [kN] (+ if compressive)
Mx	Design bending moment force [kNm] around x axis of reference
N ult	Axial capacity [kN] of section (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis of reference
S.F.	Safety factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult) to (N,Mx). Check OK if such ratio is >=1.0
Yneutral	Ordinate Y [cm] of neutral axis in the reference system
Mx sn.	Yielding bending moment [kNm]
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [(5.10)EC2]
As Total	Total area of longitudinal bars [cm ²]. [Between brackets is shown the min. from eq. (9.12) EC2]

Comb.N.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	Yn	M sn	x/d	D	As Total
1	OK	178.13	1164.00	178.07	1191.08	1.023	13.5	878.14	---	---	116.8 (15.1)

ULTIMATE LIMIT STATE - STRAINS AT ULTIMATE STATE

ec max	Ultimate compressive strain in concrete
ec*	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
Yc max	Ordinate in [cm] of the fiber corresponding to ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Ys max	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Ys min	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es min

Comb.N.	ec max	ec *	Yc max	es max	Ys max	es min	Ys min
1	0.00350	-0.00103	40.0	0.00238	31.5	-0.00596	-31.5

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Check	Result of Check
Sc max	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]
Yc max	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Sc min	Min compression stress (+) in concrete [Mpa]
Yc min	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc min (reference X,Y,O)
Ss min	Min tension stress (-) of steel bars [Mpa]
Ys min	y-coordinate [cm] of centroid bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
hc eff.	Concrete depth [cm] in concrete tension area surrounding tension steel bars
Ac eff	Effective tension area [cm ²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff	Area of tension steel bars [cm ²] within Ac eff (for crack width control)

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	5.40	-40.0	0.00	40.0	-119.9	31.5	21.3	1715	47.8	----

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check	Result of check
e1	Greater concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
e2	Lesser concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]



PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO

APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLRI0005004	A	78 di 126

- kt = 0.6 for charact. and frequent SLS; = 0.4 for quasi-perm. SLS (Factor dependent on the duration of the load [see eq.(7.9) EC2])
- k2 = 0.5 for bending; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]
- k3 = 3.400 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
- k4 = 0.425 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
- $\emptyset | c$ Equivalent bar diameter [mm] | cover [cm] to the tensile reinforcement [see eq.(7.11)(7.12) EC2]
- r eff Geometrical ratio $A_s \text{ eff} / A_c \text{ eff}$ [eq.(7.10) EC2]
- e sm - e cm Difference between the mean strain of tensile steel and concrete under the relevant combination [eq.(7.8)]
- Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = $0.6 S_{max} / E_s$
- sr max Max final crack [mm] spacing
- wk Calculated value [mm] of crack width = $sr \text{ max} * (e \text{ sm} - e \text{ cm})$ [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets
- M crack First cracking bending moment [kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	$\emptyset c$	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00072	0	0.500	24 6.6	0.028	0.000360 (0.00036)	403	0.145	184.67

11 ALLEGATO – TABULATI DI CALCOLO – TIPOLOGIA 2.6 - 3.9 METRI

GEOMETRIA		
Altezza del muro	3.9	m
Spessore paramento in sommità	0.8	m
Spessore paramento alla base	0.8	m
Spessore paramento alla metà	0.5	m
Area muro	2.46	m ²
Lunghezza mensola di valle	0.15	m
Lunghezza totale fondazione	1.1	m
Altezza della fondazione	0.9	m
Inclinazione piano di posa	0	°
Pendenza filo interno paramento	0	%
Altezza da estradosso fondazione fino a punto d'applicazione impatto	3.7	m
Altezza da intradosso fondazione fino a punto d'applicazione impatto	4.6	m
Lunghezza di diffusione (quota intradosso fondazione)	11.2	m
Altezza rilevato (sopra cordolo di fond.)	1.1	m

TERRENO A MONTE		
Angolo di attrito	38	°
Tangente dell'angolo d'attrito $\tan(\varphi')$	0.781	
Coeff. parziale per $\tan(\varphi')$ - condiz. M1	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	°
Altezza terreno da estradosso fondazione	3	m
Inclinazione pendio	0	°
Coeff. di spinta attiva di Muller-Breslau - cond. M1	0.238	

TERRENO A VALLE

Angolo di attrito	26	°
Tangente dell'angolo d'attrito $\tan(\varphi')$	0.488	
Coeff. parziale per $\tan(\varphi')$ - condiz. M1	1	
Peso per unità di volume	19.5	kN/m ³
Angolo d'attrito terra-muro - esercizio - cond. M1	13	°
Angolo d'attrito terra-muro - sisma - cond. M1	0	°
Inclinazione terreno	0	°
Ricoprimento mensola di valle	0.5	m
Coeff. di spinta passiva di Muller-Breslau - cond. M1	2.56	
Aliquota di resistenza passiva considerata	0	

TERRENO DI FONDAZIONE
Strato 1 (estradosso cordolo)

Angolo di attrito	26	°
Peso per unità di volume	0.488	kN/m ³
Angolo d'attrito terra-fondazione	1	°
Coesione efficace c'	19.5	kPa (kN/m ²)
Coeff. parziale per c' - condiz. M1	13	
Coesione non drenata c_u	0	kPa (kN/m ²)
Coeff. parziale per c_u - condiz. M1	0	
Coeff. d'attrito terra fondazione $\tan(\delta)$	0.5	
Coeff. parziale per $\tan(\delta)$ - condiz. M1	2.56	

Strato 2 (da -2m)

Angolo di attrito	24	°
Peso per unità di volume	0.445	kN/m ³
Angolo d'attrito terra-fondazione	1	°
Coesione efficace c'	19	kPa (kN/m ²)
Coeff. parziale per c' - condiz. M1	12	
Coesione non drenata c_u	0	kPa (kN/m ²)
Coeff. parziale per c_u - condiz. M1	0	
Coeff. d'attrito terra fondazione $\tan(\delta)$	0.5	
Coeff. parziale per $\tan(\delta)$ - condiz. M1	2.37	
Altezza falda da intrad. fond. positiva verso l'alto	-9	m (da p.c.)

12 ALLEGATO – MURO DI RECINZIONE – STAZIONE DI CURNO

Il muro di recinzione in questo caso funge anche da muro di sostegno al marciapiede ferroviario. Per esigenze architettoniche e funzionali, la sezione dell'elevazione è rettangolare di spessore 82 cm.

12.1 ANALISI DEI CARICHI

I carichi agenti, sul muro di recinzione in corrispondenza della stazione ferroviaria di Curno, sono stati calcolati in modo analogo a quanto esposto nel **punto 7** della presente relazione. Segue un breve riassunto dei carichi, agenti sul muro di recinzione in considerazione.

Si noti che, il calcolo effettuato nel presente allegato, considera una situazione cautelativa, in cui la disposizione del carico SW/2 è a distanza pari a 3.6m, anziché 5.0m. L'altezza del rilevato, in questo caso è ipotizzata pari a 1.10m.

Nella situazione di carico, relativa alla stazione di Curno, il modello SW/2 è a distanza pari, a 5m dal paramento. L'effetto è, dunque, trascurabile. In questo caso dominante risulta la spinta del terreno della banchina ferroviaria di altezza pari a 3.45 m ed il sovraccarico di folla, pari a 5 kN/m².

Entrambe le condizioni sono state analizzate e la peggiore delle due è stata considerata per il dimensionamento dell'opera.

12.1.1 SPINTA STATICA DOVUTA AI PESI PROPRI

Le spinte statiche, dovute ai pesi propri del ballast/terreno, sono state calcolate per un'altezza di rilevato pari a H = 1.10m.

- **Spinta del ballast**

- Quota estradosso fondazione:

$$S = 0.24 \times 14.4 \times 1.1 = 3.77 \text{ kN}$$

- Quota intradosso fondazione:

$$S = 0.24 \times 14.4 \times (1.1 + 0.9) = 6.85 \text{ kN}$$

- **Spinta del terreno**

- Quota estradosso fondazione:

$$S_1 = 0.5 \times 0.24 \times 20 \times 1.1 = 2.88 \text{ kN} \text{ – paramento 1.1m (linea corrente)}$$

$$S_2 = 0.5 \times 0.24 \times 20 \times 3.45 = 8.28 \text{ kN} \text{ – marciapiede stazione di Curno}$$

- Quota intradosso fondazione:

$$S_1 = 0.5 \times 0.24 \times 20 \times (1.1 + 0.9) = 4.80 \text{ kN} \text{ – paramento 1.1m (linea corrente)}$$

$$S_2 = 0.5 \times 0.24 \times 20 \times (3.45 + 0.9) = 10.44 \text{ kN} \text{ – marciapiede stazione di Curno}$$

12.1.2 PESI PROPRI STRUTTURALI

- Quota estradosso fondazione:

$$G_{k,1} = A_1 \cdot \rho_c = 4.02 \times 25 = 100.45 \text{ kN}$$

Dove:

$$A_1 = 4.9 \times 0.82 = 4.02 \text{ m}^2 - \text{area della sezione di muro in cls}$$

- Quota intradosso fondazione:

$$G_{k,2} = G_{k,1} + A_2 \cdot \rho_c = 100.45 + 0.99 \times 25 = 125.2 \text{ kN}$$

Dove:

$$A_2 = 0.99 \text{ m}^2 - \text{area del cordolo di fondazione in cls}$$

12.1.3 AZIONI DA TRAFFICO FERROVIARIO

Le spinte statiche, dovute al traffico ferroviario e al sovraccarico di banchina, sono state calcolate per un'altezza di rilevato pari a 1.10m e 3.45 m rispettivamente:

- Quota estradosso fondazione:

$$S_1 = 0.24 \times 150 \times 1.1 = 39.27 \text{ kN} - \text{linea corrente}$$

$$S_2 = 0.5 \times 0.24 \times 5.0 \times 3.45 = 2.07 \text{ kN} - \text{stazione di Curno}$$

- Quota intradosso fondazione:

$$S_1 = 0.24 \times 150 \times (1.1 + 0.9) = 71.40 \text{ kN} - \text{linea corrente}$$

$$S_2 = 0.5 \times 0.24 \times 5.0 \times (3.45 + 0.9) = 2.61 \text{ kN} - \text{stazione di Curno}$$

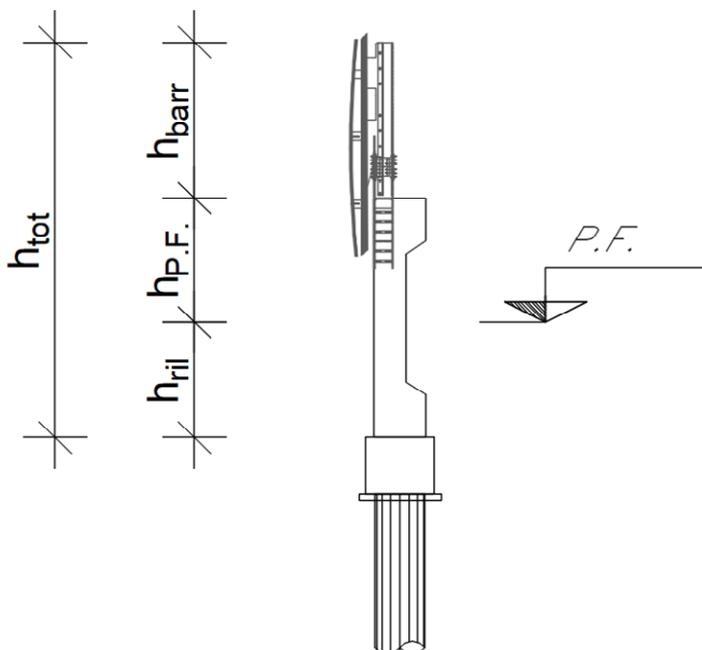
Si vede la spinta dei carichi del traffico ferroviario su paramento di 1.10 m è di gran lunga superior al sovraccarico di folla sulla banchina a 3.45m.

La situazione standard ($h = 1.10\text{m}$ e carico SW/2) è stata dunque considerata ai fini del calcolo.

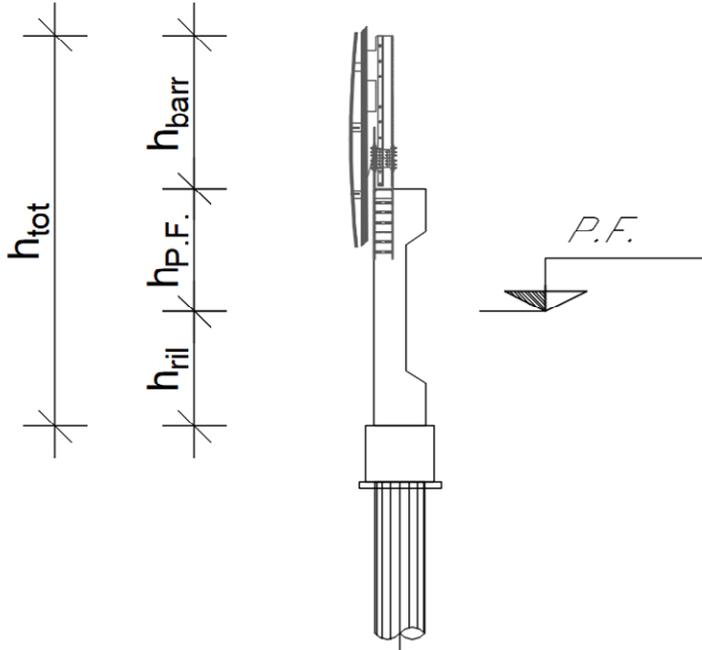
12.1.4 AZIONI PROVENIENTI DALLE BARRIERE ANTIRUMORE

Cautelativamente, le azioni di pressione del vento e degli effetti aerodinamici sono state calcolate per la tipologia di barriera antirumore H10.

- Azione del vento

$h_{barr} =$	5.50	m	altezza barriera AR		
$h_{p.F.} =$	2.00	m	quota da P.F.		
$h_{ril} =$	2.90	m	altezza da estradosso cordolo al P.F.		
$h_{tot} =$	10.40	m			
$h_{pl} =$	0.90	m	altezza plinto/cordolo di fondazione		
$p_v =$	1.15	kN/m^2			
L'azione orizzontale è dunque pari a:					
$H_v = h_{tot} \cdot p_v =$	11.96	kN/m'			
A quota estradosso fondazione per 1 m' lineare di muro, si ha:					
$M_{v,est} = H_v \cdot (h_{tot}/2) =$	62.19	$kN.m/m'$	Momento flettente quota estradosso		
$M_{v,intr} = H_v \cdot (h_{tot}/2 + h_{pl}) =$	72.96	$kN.m/m'$	Momento flettente quota intradosso		
					

• *Azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario*

$h_{barr} =$	5.50	m	altezza barriera AR		
$h_{p.f.} =$	2.00	m	quota da P.F.		
$h_{ril} =$	2.90	m	altezza da estradosso cordolo al P.F.		
$h_{tot} =$	10.40	m			
$h_{pl} =$	0.90	m	altezza plinto/cordolo di fondazione		
$q_{1k} =$	0.35	kN/m^2			
L'azione orizzontale è dunque pari a:					
$H_Q = h_{tot} \cdot q_{1k} =$	3.64	kN/m'			
A quota estradosso fondazione per 1 m' lineare di muro, si ha:					
$M_{Q,est} = H_Q \cdot (h_{tot}/2) =$	18.93	$kN.m/m'$	Momento flettente quota estradosso		
$M_{Q,intr} = H_Q \cdot (h_{tot}/2 + h_{pl}) =$	22.20	$kN.m/m'$	Momento flettente quota intradosso		
					

12.1.5 AZIONI DA URTO FERROVIARIO

Quota estradosso			
Si considera, che l'impatto avvenga a 1.8m da P.F. su un impronta di circa 2m			
e si ipotizza una diffusione di 45°			
$h_{p.f.} =$	2.00	m	quota da P.F.
$h_{ril,max} =$	2.90	m	altezza massima da estradosso fondazione a P.F.
$h_{tot,max} =$	4.90	m	
$l_{diff,max} =$	$2 \cdot (h_{tot} - 0.2) + 2 =$	11.4	m
$T =$	1500	kN	utro in direzione perpendicolare
$V_A =$	$(A/l_{diff}) =$	131.58	kN
$M_{A,estr} =$	$V_A \cdot (h_{tot} - 0.2) =$	618.42	kN.m
$h_{ril,min} =$	2.50	m	altezza minima del rilevato
$h_{tot,min} =$	4.50	m	
$l_{diff,min} =$	$2 \cdot (h_{tot} - 0.2) + 2 =$	10.6	m
$V_A =$	$(A/l_{diff}) =$	141.51	kN
$M_{A,estr} =$	$V_A \cdot (h_{tot} - 0.2) =$	608.49	kN.m
$V_{Ed} =$	141.51	kN	taglio di progetto
$M_{Ed} =$	618.42	kN.m	momento flettente di progetto quota estradosso

Quota intradosso			
Si considera, che l'impatto avvenga a 1.8m da P.F. su un impronta di circa 2m			
e si ipotizza una diffusione di 45°			
$h_{p.f.} =$	2.00	m	quota da P.F.
$h_{ril,max} =$	2.90	m	altezza massima da estradosso fondazione a P.F.
$h_{pl} =$	0.9	m	altezza del plinto
$h_{tot,max} =$	5.80	m	
$l_{diff,max} =$	$2 \cdot (h_{tot} - 0.2) + 2 =$	13.2	m
$T =$	1500	kN	utro in direzione preperpendicolare
$V_A =$	$(A/l_{diff}) =$	113.64	kN
$M_{A,intr} =$	$V_A \cdot (h_{tot} + h_{pl} - 0.2) =$	636.36	kN.m
$h_{ril,min} =$	2.50	m	altezza minima del rilevato
$h_{tot,min} =$	5.40	m	
$l_{diff,min} =$	$2 \cdot (h_{tot} - 0.2) + 2 =$	12.4	m
$V_A =$	$(A/l_{diff}) =$	120.97	kN
$M_{A,intr} =$	$V_A \cdot (h_{tot} - 0.2) =$	629.03	kN.m
$V_{Ed} =$	120.97	kN	taglio di progetto
$M_{Ed} =$	636.36	kN.m	momento flettente di progetto quota intradosso

**PROGETTO DEFINITIVO****RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO****APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO**

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLRI0005004	A	87 di 126

12.2**COMBINAZIONE DEI CARICHI**

Vedasi punto 8 della presente relazione.

12.3**SCHEMA DI CALCOLO E SOLLECITAZIONI**

Lo schema di calcolo è quello di un muro continuo avente spessore pari a 82 cm, di altezza massima pari a 4.9 m. Il muro in oggetto è dimensionato per accogliere eventuale 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. Nel seguito saranno riassunte solamente le verifiche condotte per tale combinazione.

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 $\varnothing 24/10$ sulla faccia lato treno, $\varnothing 20/20$ sulla faccia esterna ed orizzontalmente $\varnothing 16/10$. Le spille sono costituite da $\varnothing 12$ 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 1.10x0.90 m. I pali sono armati con 22 barre $\varnothing 26$.

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.

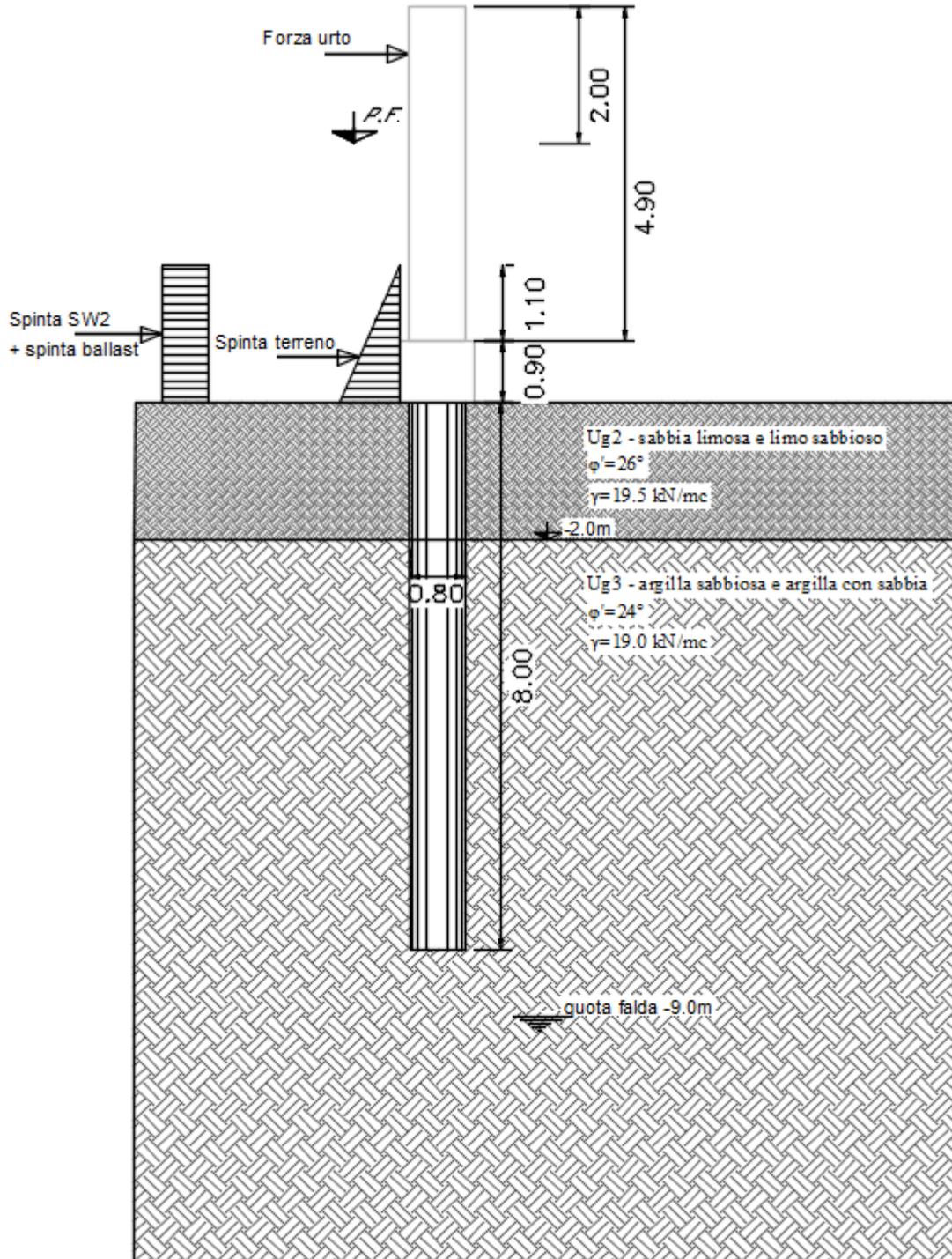


Figura 7 Schema di calcolo

Nella seguente tabella sono riportate le sollecitazioni caratteristiche, usate per le susseguenti verifiche geotecniche e strutturali, agenti sul muro di recinzione H=4.90/4.50 a quota estradosso/intradosso cordolo:

	Orizzontale	Verticale	Momento
	[kN]	[kN]	[kN.m]
SOLLECITAZIONI CARATTERISTICHE A QUOTA ESTRADOSSO FONDAZIONE			
Peso proprio	0	100.45	0
Spinta del ballast	3.77	2.16	3.10
Spinta del terreno	2.88	3.30	1.06
Spinta da traffico ferroviario	39.27	22.50	32.29
Azione del vento	11.96	0.00	62.19
Azione aerodinamica	3.64	0.00	18.93
Azioni da urto (quota estradosso fondazione)	141.51	0	618.42
SOLLECITAZIONI CARATTERISTICHE A QUOTA INTRADOSSO FONDAZIONE			
Peso proprio	0	125.20	0
Spinta del ballast	6.85	2.16	7.88
Spinta del terreno	9.52	6.00	6.35
Spinta da traffico ferroviario	71.40	22.5	82.09
Azione del vento	11.96	0.00	72.96
Azione aerodinamica	3.64	0.00	22.20
Azioni da urto (quota estradosso fondazione)	120.97	0	636.36

12.4

VERIFICHE

12.4.1 Verifiche strutturali paramento

Nei paragrafi seguenti per l'elemento verticale del muro di linea antisvio sono state riportate le verifiche di resistenza a flessione e taglio (in comb. Eccezionale) e le verifiche tensionali e di fessurazione (in comb. Rara), in quanto i muri possono sostenere anche le barriere antirumore. La sezione resistente considerata per le verifiche ha larghezza unitaria ($B=1.0$ m).

Le sollecitazioni ricavate all'estradosso del cordolo, relative alla combinazione eccezionale e alle combinazioni di esercizio sono le seguenti:

	V_{Ed} [kN]	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kN.m]
Combinazione Eccezionale ($G_k+A+\psi_{21} Q_k$)	156.01	110.41	629.03
SLE1 $G_k+SW/2+0.6xVento+0.8xAero$	56.01	128.41	88.90
SLE2 $G_k+Vento+0.8xSW/2+0.8xAero$	52.94	123.91	107.32
SLE3 $G_k+Aero+0.8xSW/2+0.6xVento$	48.88	123.91	86.23

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

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.

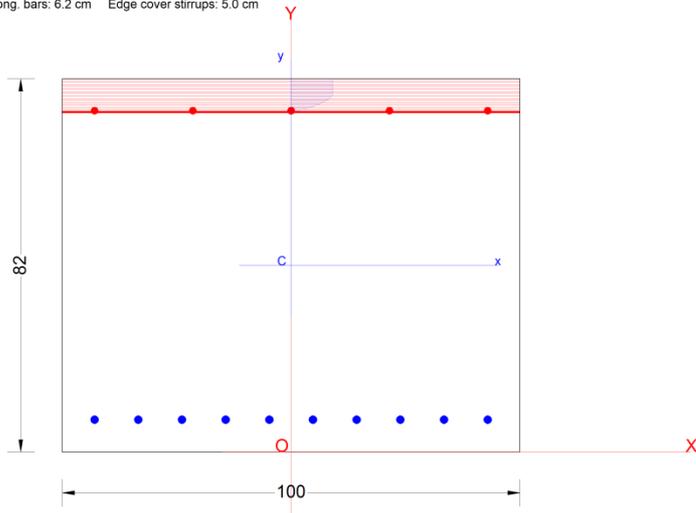
Armature verticali: $\varnothing 18/10$ sul lato teso, $\varnothing 16/20$ sul lato compresso

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

Spille $\varnothing 12/20 \times 10$ a quinconce

Altezza sezione di verifica: 0.82 m.

Section name: Muro di recinzione 4.9.secEC Comb. n. 1 (U.L.S.)
Edge cover long. bars: 6.2 cm Edge cover stirrups: 5.0 cm





PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO

APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLRI0005004	A	92 di 126

12.4.1.1 Verifica a presso-flessione e taglio RC-SEC

GENERAL DATA OF PREDEFINED RC CROSS-SECTION

Section Name: Muro di recinzione 4.9.secEC

(File path: S:\Projects\EngiNET\02_Curr_P\19032-R 0549D12 - Raddoppio ponte San Pietro - Bergamo - Montello\04 Work\02_Muri di Recinzione\Muri reci\Muro di Recinzione rev\RCSec\Muro di recinzione 4.9.secEC)

Section description:	
Reference code:	EN 1992-1-1 [EC2] Italian Annex
Exposure Class:	XC2 - Carbonation (long-term water contact/foundations)
Structural member of belonging:	Column (or compression member)
Section type:	Predefined section
Cross-section shape:	Rectangular
Stress path:	Constant axial force to achieve bending ULS
Reference of assigned forces:	Principal axes x,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C32/40
	Design compressive strength fcd:	18.1 MPa
	Shear reduced compressive strength v1*fcd:	9.1 MPa (6.9)EC2
	Coeff. Crd,c:	0.1200 § 6.2.2(1) EC2
	Coeff. K1:	0.1500 § 6.2.2(1) EC2
	Coeff. v min:	0.0115 Mpa (§ 6.2.2(1) EC2)
	Strain at max strength ec2:	0.0020
	Ultimate strain ecu:	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle
	Mean elastic modulus Ecm:	33345.8 MPa
	Mean tensile strength fctm:	3.0 MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00
	Stress limit Characteristic SLS:	19.2 MPa
STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress fyk:	450.0 MPa
	Tensile strength ftk:	540.0 MPa
	Design yield stress fyd:	391.3 MPa
	Design strength ftd:	391.3 MPa
	Design ultimate strain esu:	0.068
	Mean elastic modulus Es:	200000.0 MPa
	SLS Charact. - Ss Limit:	360.00 MPa

GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA

Width:	100.0	cm
Depth:	82.0	cm
Bottom bars:	10Ø18	(25.4 cm ²)
Top bars:	5Ø16	(10.1 cm ²)
Low Cover (from centroid of bar):	7.1	cm
Top Cover (from centroid of bar):	7.0	cm
Web Cover (from centroid of bar):	7.1	cm

ULTIMATE LIMIT STATE - DESIGN INTERNAL FORCES ASSIGNED FOR EACH COMBINATION

N	Design axial force [kN] applied in the concrete centroidal point (+ if compressive)
Mx	Design moment force [kNm] around the x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section



PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO

APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLRI0005004	A	93 di 126

VY Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y
T Design torsional Moment [kN m]

Comb.N.	N	Mx	Vy	MT
1	110.41	629.03	156.01	0.00

SERVICEABILITY LIMIT STATE - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)
Mx Moment force [kNm] around x axis
with positive direction if such as to compress the upper edge of the section

Comb.N.	N	Mx
1	128.41	88.90
2	123.91	107.32
3	123.91	86.23

CHECKS RESULTS

Checks of section OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars:	6.2 cm
Min edge distance between longitudinal bars:	7.7 cm
Min edge cover of stirrups:	5.0 cm

ULTIMATE LIMIT STATE - CHECKS FOR BENDING AND AXIAL FORCE

Check Result of check
N Design axial force applied in the concrete centroid [kN] (+ if compressive)
Mx Design bending moment force [kNm] around x axis of reference
N ult Axial capacity [kN] of section (+ if compressive)
Mx ult Bending moment capacity [kNm] around x axis of reference
S.F. Safety factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult) to (N,Mx). Check OK if such ratio is >=1.0
Yneutral Ordinate Y [cm] of neutral axis in the reference system
Mx sn. Yielding bending moment [kNm]
x/d Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [(5.10)EC2]
As Total Total area of longitudinal bars [cm²]. [Between brackets is shown the min. from eq. (9.12) EC2]

Comb.N.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	Yn	M sn	x/d	D	As Total
1	OK	110.41	629.03	110.23	756.08	1.202	74.7	718.40	---	---	35.5 (24.6)

ULTIMATE LIMIT STATE - STRAINS AT ULTIMATE STATE

ec max Ultimate compressive strain in concrete
ec* Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
Yc max Ordinate in [cm] of the fiber corresponding to ec max
es max Max strain in steel bars (+ if compressive)
Ys max Ordinate [cm] of the bar corresponding to es max
es min Min strain in steel bars (+ if compressive)
Ys min Ordinate [cm] of the bar corresponding to es min

Comb.N.	ec max	ec *	Yc max	es max	Ys max	es min	Ys min
1	0.00350	-0.01329	82.0	0.00016	75.0	-0.03229	7.1

SHEAR REINFORCEMENT (FOR THE ENVELOPE OF ALL ASSIGNED COMBINATIONS)



PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO

APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLRI0005004	A	94 di 126

Stirrups diameter:	12	mm	> Min diameter for code = 6.0 mm
Stirrups spacing (pitch):	10.0	cm	< Max distance for code = 11.5 cm
Number of branches of stirrup:	2		
Area stirrups/m:	22.6	cm ² /m	> Area stirr. strictly necessary for shear = 2.2cm ² /m
Shear reforc.ratio R _w :	0.0023		> 0.0000 (min. ratio rule (9.5N)EC2-1)

ULTIMATE LIMIT STATE - SHEAR CHECKS

Check	Result of shear/torsion check
V _{ed}	Design applied Shear V _y [kN] (uniaxial force)
V _{rd,c}	Shear resistance [kN] without shear reinforcement [§6.2.2 EC2]
V _{rd,max}	Shear resistance [kN] limited by crushing of concrete struts [eq.(6.9)EC2]
V _{rd,s}	Shear resistance [kN] sustained by yieldin of shear reinforcement [eq.(6.8)EC2]
z	Inner level arm [cm] of resistant cross section (§6.2.3(1) EC2)
b _w	Minimum width [cm] of cross section parallel to neutral axis (§6.2.3(1) EC2)
Cot(Th)	Cot of angle Th between the concrete compression struts and the beam axis (§6.2.3(1) EC2)
Ac _w =1.000	Coeff. taking account of compression stress in eq.(6.9)EC2
Cr _{d,c} =0.120	Coeff. for shear resistance without shear reinforcement in eq.(6.2.a)EC2
k=1.517	Coeff. for shear resistance without shear reinforcement in eq.(6.2.a)EC2
v _{min} =0.115	Coeff. for shear resistance without shear reinforcement in eq.(6.3N)EC2

Comb.N.	Check	V _{ed}	V _{rd,c}	V _{rd,max}	V _{rd,s}	z	b _w	Cot(Th)	OMst
1	OK	156.01	317.13	2246.45	1589.94	71.9	100.0	2.50	0.000(0.000)

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Check	Result of Check
Sc max	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]
Yc max	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Sc min	Min compression stress (+) in concrete [Mpa]
Yc min	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc min (reference X,Y,O)
Ss min	Min tension stress (-) of steel bars [Mpa]
Ys min	y-coordinate [cm] of centroid bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
hc eff	Concrete depth [cm] in concrete tension area surrounding tension steel bars
Ac eff	Effective tension area [cm ²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff	Area of tension steel bars [cm ²] within Ac eff (for crack width control)
D bars	Mean spacing [cm] of bonded reinforcement [eq.(7.11) §7.3.4(3)EC2] (D bars = 0 indicates spacing > 5(c+O/2) and eq.(7.14) is pertinent)

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	1.27	82.0	0.00	52.4	-29.3	75.0	17.5	1748	25.4	9.5
2	OK	1.53	82.0	0.00	54.7	-40.3	75.0	17.8	1775	25.4	9.5
3	OK	1.24	82.0	0.00	52.5	-28.5	75.0	17.5	1750	25.4	9.5

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check	Result of check
e1	Greater concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
e2	Lesser concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
e3	Concrete tensile strain at the inner edge of the effective tension area
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
kt	= 0.6 for charact. and frequent SLS; = 0.4 for quasi-perm. SLS (Factor dependent on the duration od the load [see eq.(7.9) EC2])
k2	= (e1 + e2)/(2*e1) [see eq.(7.13) EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
k4	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
Ø c	Equivalent bar diameter [mm] cover [cm] to the tensile reinforcement [see eq.(7.11)(7.12) EC2]
r eff	Geometrical ratio As eff/Ac eff [eq.(7.10) EC2]
e sm - e cm	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete under the relevant combination [eq.(7.8)] Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = 0.6 S _{max} / E _s



PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO

APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLRI0005004	A	95 di 126

sr max
wk
M crack

Max final crack [mm] spacing
Calculated value [mm] of crack width = $sr\ max * (e\ sm - e\ cm)$ [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets
First cracking bending moment [kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	e3	k2	Ø c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00017	0	-0.00011	0.833	18 6.2	0.015	0.000088 (0.00009)	561	0.049	491.11
2	OK	-0.00023	0	-0.00016	0.838	18 6.2	0.014	0.000121 (0.00012)	568	0.069	467.43
3	OK	-0.00016	0	-0.00011	0.833	18 6.2	0.015	0.000086 (0.00009)	562	0.048	490.47

12.4.1.2 Verifica a presso-flessione e taglio RC-SEC

Verifica C.A. S.L.U. - File: Muro di recinzione 4.9

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

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm ²]	d [cm]
1	100	82	1	10.05	7
			2	25.45	74.9

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali

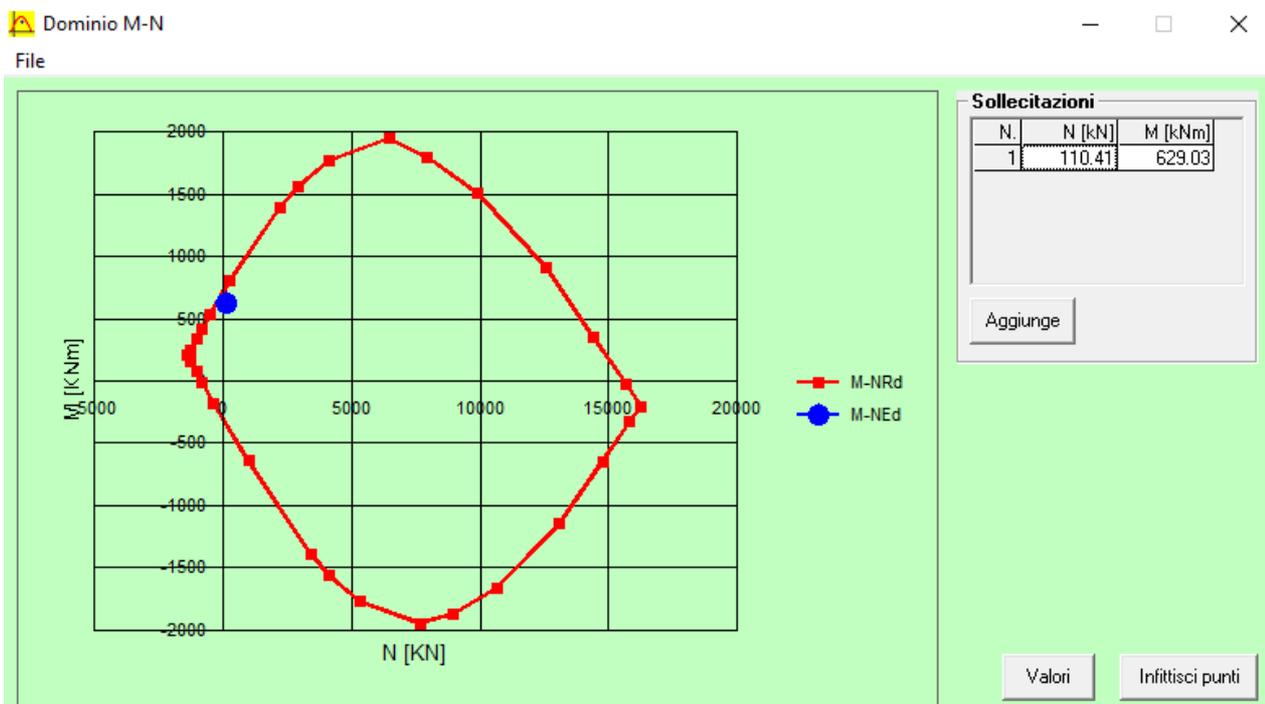
 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x w/d
 δ

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello

Precompresso



Il coefficiente di sicurezza è pari a $756.1/629.03 = 1.20$

la verifica risulta **soddisfatta**.



PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO

APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLRI0005004	A	98 di 126

12.4.1.3 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 Ø12/20x10.

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO D.M. 17/01/2018 § 4.1.2.3.5

• Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$ mm larghezza	$f_{yk} = 450$ MPa resist. caratteristica
$h = 820$ mm altezza	$\gamma_s = 1.00$ coeff. sicurezza
$c = 56$ mm copriferro	$f_{yd} = 450.0$ MPa resist. di calcolo
$f_{ck} = 32$ MPa resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:
$\gamma_c = 1.00$ coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 10 \text{ } \emptyset \text{ } 18 = 25.45 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 1.00$ coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0 \text{ } \emptyset \text{ } 0 = 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 764$ mm altezza utile	$A_{sl,3} = 0 \text{ } \emptyset \text{ } 0 = 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 32.00$ MPa resist. di calcolo	25.45 cm^2

• Sollecitazioni (compressione<0, trazione>0, taglio in valore assoluto)

$N_{ed} = 0.0$ kN $V_{ed} = 750.0$ kN

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$ $k = 1.512 < 2$
 $v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ $v_{min} = 0.368$
 $\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02$ $\rho_1 = 0.003 < 0.02$
 $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd}$ $\sigma_{cp} = 0.00$ MPa $< 0.2 f_{cd}$

$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / g_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$
 $V_{Rd} = 457.5$ kN; (con $(v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 281.1$ kN)
 $V_{Rd} = 457.5$ kN valore di calcolo

la sezione NON è verificata in assenza di armature per il taglio

• Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

$\theta = 45.0$ ° inclinaz. bielle cls angolo ammissibile
 $\alpha = 90.0$ ° inclinaz. staffe

Armatura a taglio:

$A_{sw}/s =$ spille Ø 12 mm con n° bracci (trasv) 5 passo 10 cm = 0.565 cm^2/cm
 $V_{Rsd} = 0.90 \times d \times (A_{sw}/s) \times f_{yd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) \times \text{sen} \alpha$ $V_{Rsd} = 1749.8$ kN
 $f_{cd} = 16.00$ MPa resist. di calcolo ridotta
 $\alpha_c = 1.000$ coeff. maggiorativo

$V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \alpha)$ $V_{Rcd} = 5501.1$ kN
 $V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd})$ $V_{Rd} = 1749.8 > 750.0$ kN c.s.= 2.3

la sezione armata a taglio risulta verificata.

Si ottiene un coefficiente di sicurezza di 2.3

**PROGETTO DEFINITIVO****RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO****APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO**

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLRI0005004	A	99 di 126

La verifica risulta **soddisfatta**.

12.4.2 Valutazione cautelativa dell'armatura del cordolo

12.4.2.1 Stato limite ultimo

Ai fini di valutare l'armatura del cordolo, si esamina, una trave semplicemente appoggiata, di luce pari a 5.40m (3 interassi di pali a favore di sicurezza), agente sotto carichi orizzontali, in particolare l'azione dell'urto del treno, che risulta di gran lunga governante.

Il carico orizzontale di progetto è stato valutato, cautelativamente nel modo seguente:

Il taglio calcolato al metro lineare, dalle spinte statiche, a quota intradosso cordolo (valore massimo) è stato utilizzato, mentre quello, corrispondente ad un muro di altezza 2.9m (valore massimo), a quota estradosso è stato utilizzato per le verifiche.

Le sollecitazioni sono state riportate nella seguente tabella:

	Sollecitazione di progetto	
Spinta ballast	6.85	kN/m
Spinta terreno	9.52	kN/m
Spinta traffico ferroviario	71.4	kN/m
Azioni da urto ferroviario	141.5	kN/m
Combinazione eccezionale $q = G_k + A + \psi_{21} \cdot Q_k$	172.15	kN/m
Trave semplice $L =$	5.4	m
$M_{Ed} = q \cdot L^2 / 8$	627.49	kN.m
$V_{Ed} = q \cdot L / 2$	464.81	kN

La verifica agli SLU è stata effettuata tramite il programma VCA SLU.

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 orizzontali: 5Ø24 sia tesa che compressa

Staffe: Ø12/10

Altezza sezione di verifica: 1.10 m.

Verifica C.A. S.L.U. - File: 3.9

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

Titolo : _____

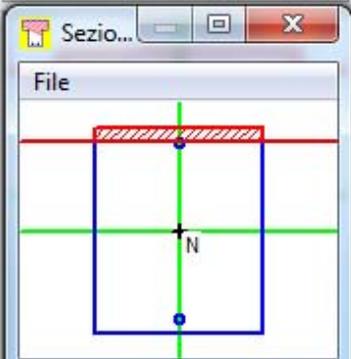
N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm]	d [cm]
1	90	110	1	22.62	7.8
			2	22.62	102.2

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

Sezio...

File



Solecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali

B450C		C30/37	
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}	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} kN m

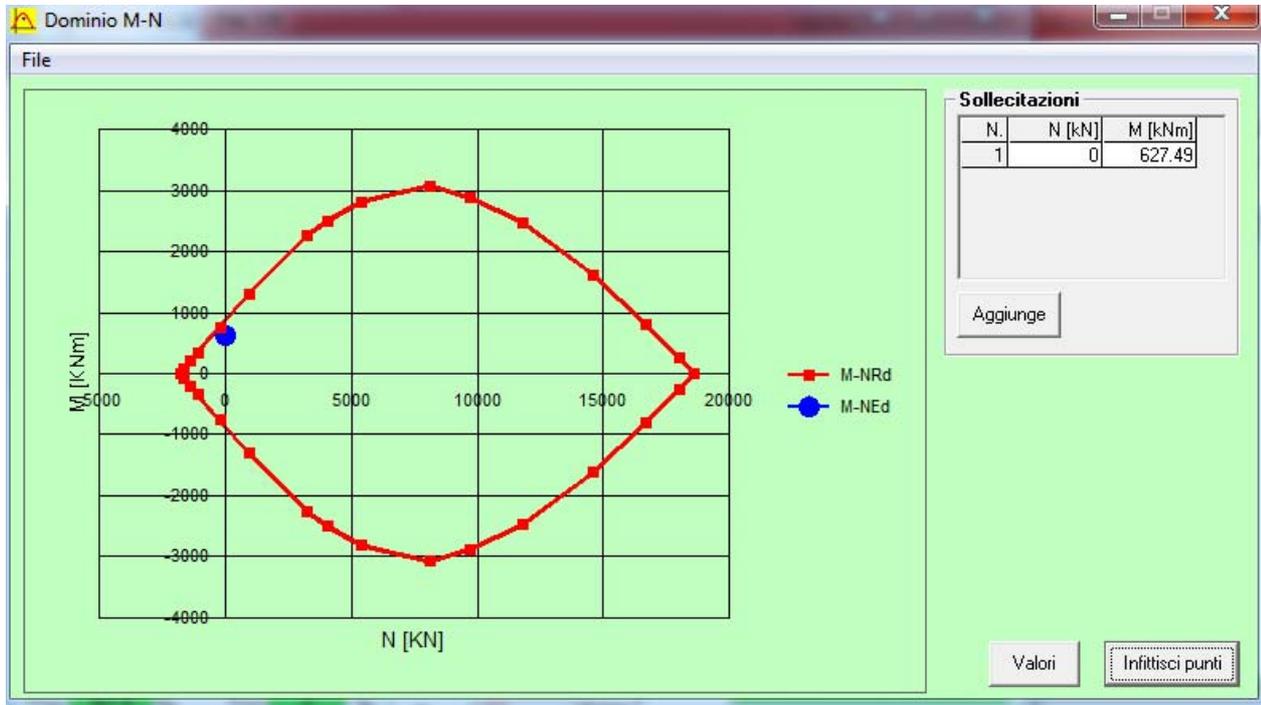
σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x cm x/d
 δ

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L_o cm Col. modello

Precompresso



VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO D.M. 17/01/2018 § 4.1.2.3.5

• Caratteristiche della sezione

$b_w = 900$ mm	larghezza	$f_{yk} = 450$ MPa	resist. caratteristica
$h = 1100$ mm	altezza	$\gamma_s = 1.00$	coeff. sicurezza
$c = 56$ mm	copriferro	$f_{yd} = 450.0$ MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 30$ MPa	resist. caratteristica	Armadura longitudinale tesa:	
$\gamma_c = 1.00$	coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 5 \text{ } \emptyset \text{ } 24$	$= 22.62 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 1.00$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0 \text{ } \emptyset \text{ } 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 1044$ mm	altezza utile	$A_{sl,3} = 0 \text{ } \emptyset \text{ } 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 30.00$ MPa	resist. di calcolo		22.62 cm^2

• Sollecitazioni (compressione<0, trazione>0, taglio in valore assoluto)

$N_{ed} = 0.0$ kN $V_{ed} = 464.6$ kN

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$ $k = 1.438 < 2$
 $v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ $v_{min} = 0.330$
 $\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02$ $\rho_1 = 0.002 < 0.02$
 $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd}$ $\sigma_{cp} = 0.00$ MPa < 0.2 fcd

$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / g_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$

$V_{Rd} = 470.0$ kN; (con $(v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 310.5$ kN)

$V_{Rd} = 470.0$ kN valore di calcolo

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

• Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

$\theta = 45.0$ ° inclinaz. bielle cls angolo ammissibile
 $\alpha = 90.0$ ° inclinaz. staffe

Armadura a taglio:

$A_{sw}/s =$ spille $\emptyset 12$ mm con n° bracci (trasv) 2 passo 10 cm $= 0.226 \text{ cm}^2/\text{cm}$

$V_{Rsd} = 0.90 \times d \times (A_{sw}/s) \times f_{yd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) \times \text{sen} \alpha$ $V_{Rsd} = 956.5$ kN

$f_{cd} = 15.00$ MPa resist. di calcolo ridotta

$\alpha_c = 1.000$ coeff. maggiorativo

$V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \alpha)$ $V_{Rcd} = 6342.6$ kN

$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd})$ $V_{Rd} = 956.5 > 464.6$ kN c.s. = 2.1

la sezione armata a taglio risulta verificata.

12.4.2.2 Stato limite di esercizio

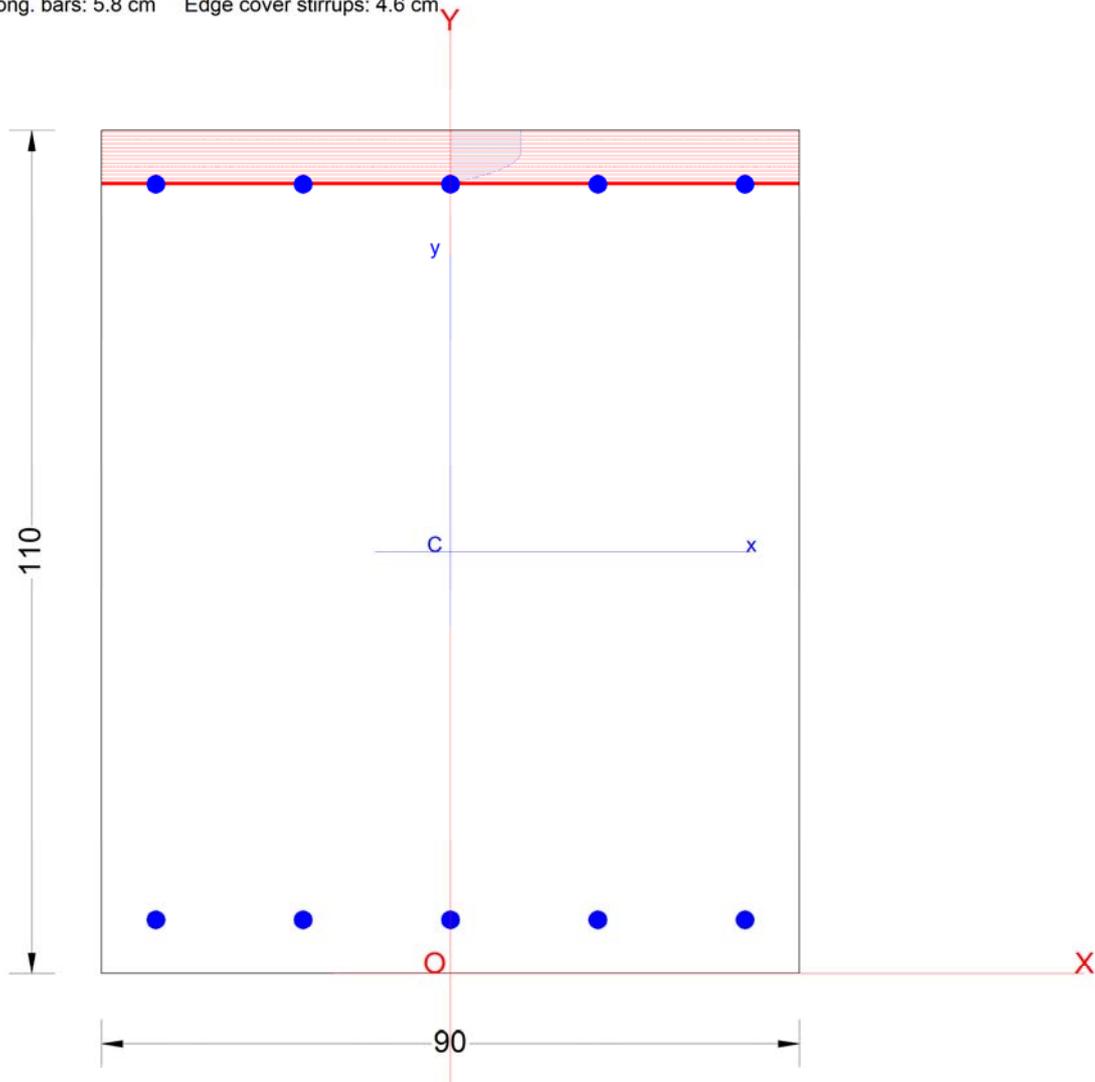
Ai fini di valutare le fessurazioni del cordolo, si esamina, una trave semplicemente appoggiata, di luce pari a 5.40m (3 interassi di pali a favore di sicurezza), agente sotto carichi orizzontali, in particolare l'azione della spinta del traffico ferroviario, che risulta di gran lunga governante.

	Sollecitazione di progetto	
Spinta ballast	6.85	kN/m
Spinta terreno	9.52	kN/m
Spinta traffico ferroviario	71.4	kN/m
Azione del vento	11.96	kN/m
Azione aerodinamica	3.64	kN/m
Combinazione SLE	97.858	kN/m
$q = G_k + SW/2 + 0.6 \cdot W_k + 0.8 \cdot A_{\text{aero}}$		
Trave semplice $L =$	5.4	m
$M_{\text{Ed}} = q \cdot L^2 / 8$	356.69	kN.m

La verifica a fessurazione è stata effettuata tramite il programma RC-SEC

Section name: Cordolo 4.9.secEC Comb. n. 1 (U.L.S.)

Edge cover long. bars: 5.8 cm Edge cover stirrups: 4.6 cm



GENERAL DATA OF PREDEFINED RC CROSS-SECTION

Section Name: Cordolo 4.9.secEC

(File path: S:\Projects\EngiNET\02_Curr_P\19032-R 0549D12 - Raddoppio ponte San Pietro - Bergamo - Montello\04 Work\02_Muri di Recinzione\Muri reci\Muro di Recinzione rev\RCSec\Cordolo 4.9.secEC)

Section description:	
Reference code:	EN 1992-1-1 [EC2] Italian Annex
Exposure Class:	XC2 - Carbonation (long-term water contact/foundations)
Structural member of belonging:	Column (or compression member)
Section type:	Predefined section
Cross-section shape:	Rectangular
Stress path:	Constant axial force to achieve bending ULS
Reference of assigned forces:	Principal axes x,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C30/37
	Design compressive strength fcd:	17.0 MPa
	Strain at max strength ec2:	0.0020
	Ultimate strain ecu:	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle
	Mean elastic modulus Ecm:	32836.6 MPa
	Mean tensile strength fctm:	2.9 MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00
Stress limit Characteristic SLS:	18.0 MPa	
STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress fyk:	450.0 MPa
	Tensile strength ftk:	540.0 MPa
	Design yield stress fyd:	391.3 MPa
	Design strength ftd:	391.3 MPa
	Design ultimate strain esu:	0.068
	Mean elastic modulus Es:	200000.0 MPa
	SLS Charact. - Ss Limit:	360.00 MPa

GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA

Width:	90.0	cm
Depth:	110.0	cm
Bottom bars:	5Ø24	(22.6 cm ²)
Top bars:	5Ø24	(22.6 cm ²)
Low Cover (from centroid of bar):	7.8	cm
Top Cover (from centroid of bar):	7.8	cm
Web Cover (from centroid of bar):	7.8	cm

ULTIMATE LIMIT STATE - DESIGN INTERNAL FORCES ASSIGNED FOR EACH COMBINATION

N	Design axial force [kN] applied in the concrete centroidal point (+ if compressive)
Mx	Design moment force [kNm] around the x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section
Vy	Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y
T	Design torsional Moment [kN m]

Comb.N.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	627.50	0.00	0.00

SERVICEABILITY LIMIT STATE - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N	Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)
Mx	Moment force [kNm] around x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section

Comb.N.	N	Mx
1	0.00	356.70

CHECKS RESULTS

Checks of section OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars:	6.6	cm
Min edge distance between longitudinal bars:	16.2	cm

ULTIMATE LIMIT STATE - CHECKS FOR BENDING AND AXIAL FORCE



PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO

APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLRI0005004	A	106 di 126

Check	Result of check
N	Design axial force applied in the concrete centroid [kN] (+ if compressive)
Mx	Design bending moment force [kNm] around x axis of reference
N ult	Axial capacity [kN] of section (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis of reference
S.F.	Safety factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult) to (N,Mx). Check OK if such ratio is >=1.0
Yneutral	Ordinate Y [cm] of neutral axis in the reference system
Mx sn.	Yielding bending moment [kNm]
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [(5.10)EC2]
As Total	Total area of longitudinal bars [cm2]. [Between brackets is shown the min. from eq. (9.12) EC2]

Comb.N.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	Yn	M sn	x/d	D	As Total
1	OK	0.00	627.50	-0.17	879.03	1.401	102.4	840.35	---	---	45.2 (29.7)

ULTIMATE LIMIT STATE - STRAINS AT ULTIMATE STATE

ec max	Ultimate compressive strain in concrete
ec*	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
Yc max	Ordinate in [cm] of the fiber corresponding to ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Ys max	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Ys min	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es min

Comb.N.	ec max	ec *	Yc max	es max	Ys max	es min	Ys min
1	0.00350	-0.01834	110.0	-0.00011	102.2	-0.04385	7.8

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Check	Result of Check
Sc max	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]
Yc max	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Sc min	Min compression stress (+) in concrete [Mpa]
Yc min	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc min (reference X,Y,O)
Ss min	Min tension stress (-) of steel bars [Mpa]
Ys min	y-coordinate [cm] of centroid bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
hc eff.	Concrete depth [cm] in concrete tension area surrounding tension steel bars
Ac eff	Effective tension area [cm2] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff	Area of tension steel bars [cm2] within Ac eff (for crack width control)
D bars	Mean spacing [cm] of bonded reinforcement [eq.(7.11) §7.3.4(3)EC2] (D bars = 0 indicates spacing > 5(c+O/2) and eq.(7.14) is pertinent)

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	3.09	110.0	0.00	87.8	-166.5	102.2	19.5	1755	22.6	18.6

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check	Result of check
e1	Greater concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
e2	Lesser concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
e3	Concrete tensile strain at the inner edge of the effective tension area
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]



PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO

APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLRI0005004	A	107 di 126

k_t = 0.6 for charact. and frequent SLS; = 0.4 for quasi-perm. SLS (Factor dependent on the duration of the load [see eq.(7.9) EC2])
 k_2 = $(e_1 + e_2)/(2 \cdot e_1)$ [see eq.(7.13) EC2]
 k_3 = 3.400 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
 k_4 = 0.425 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
 $\emptyset | c$ Equivalent bar diameter [mm] | cover [cm] to the tensile reinforcement [see eq.(7.11)(7.12) EC2]
 r_{eff} Geometrical ratio $A_{s\ eff}/A_{c\ eff}$ [eq.(7.10) EC2]
 $e_{sm} - e_{cm}$ Difference between the mean strain of tensile steel and concrete under the relevant combination [eq.(7.8)]
 Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = $0.6 \cdot S_{max} / E_s$
 $s_{r\ max}$ Max final crack [mm] spacing
 w_k Calculated value [mm] of crack width = $s_{r\ max} \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [eq.(7.8)]. Limit value of w_k is shown between brackets
 M_{crack} First cracking bending moment [kNm]

Comb.N.	Check	e_1	e_2	e_3	k_2	$\emptyset c$	r_{eff}	$e_{sm} - e_{cm}$	$s_{r\ max}$	w_k	M_{crack}
1	OK	-0.00091	0	-0.00071	0.889	24 6.6	0.013	0.000499 (0.00050)	787	0.393	605.32

12.4.3 Verifica portanza laterale palo

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

	V_{Ed} [kN]	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kN.m]
Combinazione Eccezionale ($G_k+A+\psi_{21} Q_k$)	151.62	137.86	667.00

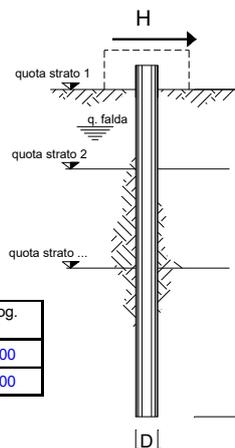
Sollecitazioni nei pali (moltiplicando i valori all'intradosso per l'interasse di 1.8m):

	V_{Ed} [kN]	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kN.m]
Combinazione Eccezionale ($G_k+A+\psi_{21} Q_k$)	272.92	248.15	1200.61

Sotto le ipotesi semplificate della teoria di Broms, viene calcolata la massima forza laterale sostenuta dal palo di lunghezza di 8m.

opera **Pali muro recinzione**

coefficienti parziali			A		M		R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_e	γ_{cu}	γ_T
			γ_G	γ_Q			
S.U.	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88			<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u (kPa)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1		0.00	19.5	19.5	26	2.56		26	2.56	
✓ strato 2		-6.00	19	19	24	2.37		24	2.37	
□ strato 3						1.00			1.00	
□ strato 4						1.00			1.00	
□ strato 5						1.00			1.00	
□ strato 6						1.00			1.00	

Quota falda **-9** (m)
 Diametro del palo **D** **0.80** (m)
 Lunghezza del palo **L** **8.00** (m)
 Momento di plasticizzazione palo **My** **1606.86** (kNm)
 Step di calcolo **0.01** (m)

palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctri+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	897.7 (kN)		897.7 (kN)	
Palo intermedio	1113.5 (kN)		1113.5 (kN)	
Palo corto	3517.6 (kN)		3517.6 (kN)	
H_{med}	897.7 (kN)	Palo lungo	H_{min}	897.7 (kN)
H_k = Min(H_{med}/ξ₃ ; R_{min}/ξ₄)			528.04 (kN)	
H_d = H_k/γ_T			406.18 (kN)	
Carico Assiale Permanente (G):	G =	272.92 (kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0 (kN)		
F_d = G · γ_G + Q · γ_Q =		272.92 (kN)		
FS = H_d / F_d =		1.49		

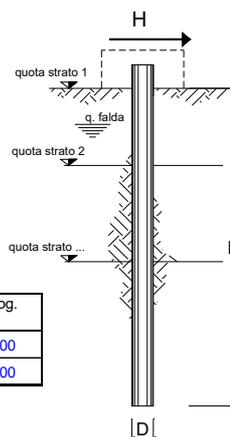
Si ottiene un coefficiente di sicurezza di 1.49

La verifica risulta **soddisfatta**.

Le verifiche di capacità portante a carichi orizzontali sono state svolte anche per sollecitazioni a breve termine, ipotizzando cautelativamente valori $c_{u,med}=100$ kPa e $c_{u,min}=50$ kPa.

opera **Pali muro recinzione**

coefficienti parziali		A		M		R
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ_r	γ_{cu}	γ_r
		γ_G	γ_Q			
SU	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30
	SISMA	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		1.00	1.00	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	φ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u (kPa)	φ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1		0.00	19.5	19.5		1.00	100		1.00	50
✓ strato 2		-6.00	19	19		1.00	100		1.00	50
□ strato 3						1.00			1.00	
□ strato 4						1.00			1.00	
□ strato 5						1.00			1.00	
□ strato 6						1.00			1.00	

Quota falda **-9** (m)
 Diametro del palo **D** **0.80** (m)
 Lunghezza del palo **L** **8.00** (m)
 Momento di plasticizzazione palo **My** **1606.86** (kNm)
 Step di calcolo **0.01** (m)

palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

	<u>H medio</u>		<u>H minimo</u>	
Palo lungo	1458.0 (kN)		1150.2 (kN)	
Palo intermedio	1900.8 (kN)		1080.0 (kN)	
Palo corto	4903.2 (kN)		2451.6 (kN)	
H_{med}	1458.0 (kN)	Palo lungo	H_{min}	1080.0 (kN)
H_k = Min(H_{med}/ξ₃ ; R_{min}/ξ₄)		635.29 (kN)		
H_d = H_k/γ_r		488.69 (kN)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	272.92 (kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0 (kN)		
F_d = G · γ_G + Q · γ_Q =		272.92 (kN)		
FS = H_d / F_d =		1.79		

Si ottiene un coefficiente di sicurezza di 1.79

La verifica risulta **soddisfatta**.



PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO

APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLRI0005004	A	111 di 126

12.4.4 VERIFICHE STRUTTURALI PALO

Le sollecitazioni alla testa del singolo palo, calcolate nel punto precedente, sono di seguito riportate:

	V_{Ed} [kN]	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kN.m]
Combinazione Eccezionale ($G_k+A+\psi_{21} Q_k$)	272.92	248.15	1200.61

Le verifiche sono state condotte nel programma VCA SLU.

Le verifiche sono condotte in riferimento alle seguenti armature:

Armature verticali: 22Ø28

Armature orizzontali: StaffeØ12/15

12.4.4.1 Verifica a pressoflessione (SLU - Combinazione Eccezionale)

$$M_{Ed} = 1200.61 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 0$$

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

Verifica C.A. S.L.U. - File: Muro di recinzione 4.9

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: 22
 Diametro barre: 2.8 [cm]
 Copriferro (baric.): 8.6 [cm]

N° barre: 0 Zoom

N°	As [cm]	x [cm]	y [cm]
1		0	0
2		0	0

Tipologia Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 1,377 0 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

Tipologia flessione

Retta Deviata

Vertici: 50 N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_0 0 cm Col. modello

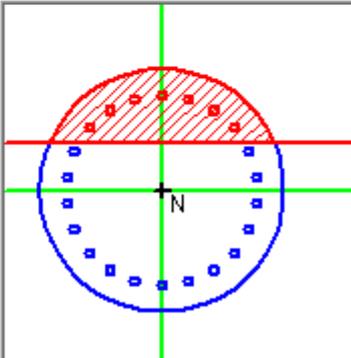
Precompresso

Materiali

B450C	C32/40
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} 18.1
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

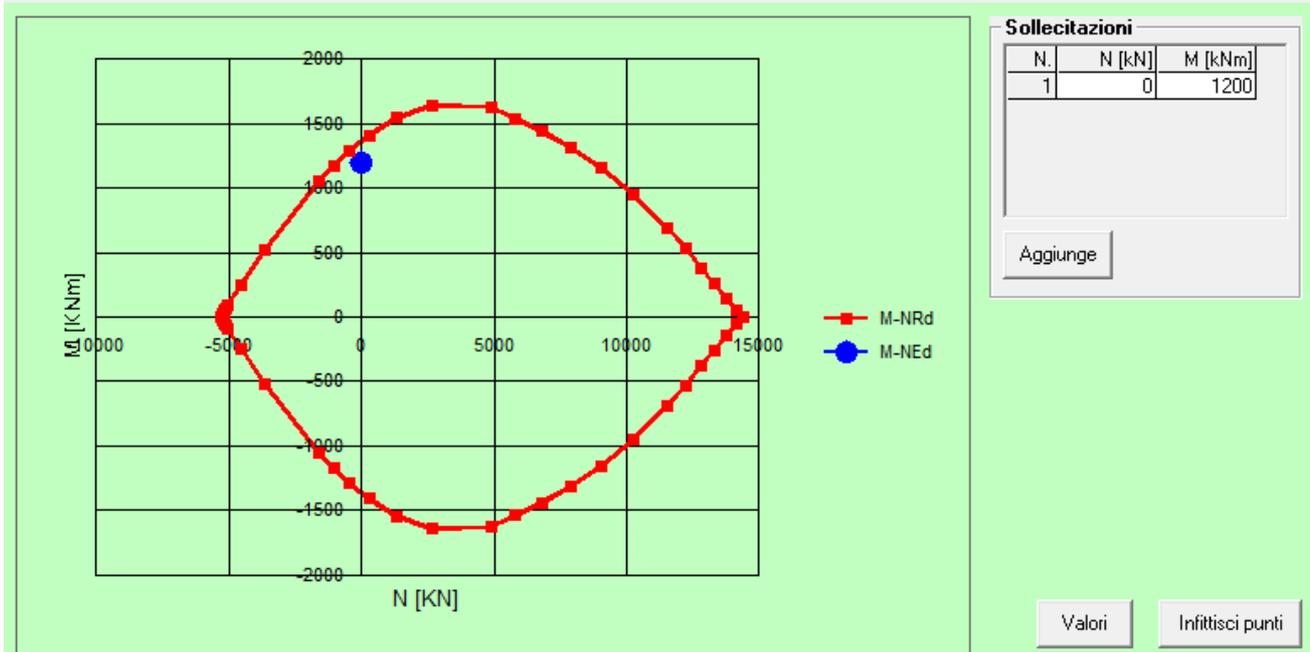
M_{xRd} 1,366 kN m

σ_c -18.1 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 6.571 ‰
 d 71.4 cm
 x 24.81 x/d 0.3475
 δ 0.8744



📁 Dominio M-N

File



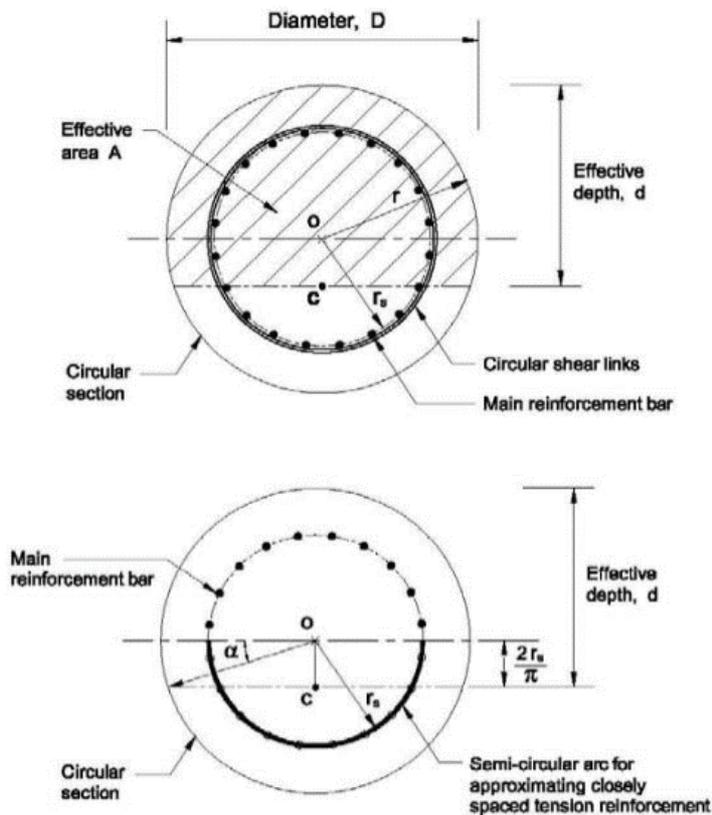
Il coefficiente di sicurezza è pari a $1366/1200 = 1.13$

La verifica risulta **soddisfatta**.

12.4.4.2 Verifica a taglio (SLU – Combinazione eccezionale)

Per la sezione circolare, l'altezza utile "d" è stimata secondo il paragrafo 7.9.5.1.1 NTC-2018 con:

$d = r + 2 r_s/\pi$ con r_s raggio della circonferenza su cui è distribuita l'armatura



Armatura trasversale: staffatura passo 15 cm diametro $\emptyset 12$.

Massima azione tagliante: 272.92 kN

Con riferimento alla precedente figura si ha:

D =	800 mm	diametro del palo
r =	400 mm	raggio del palo
c =	60 mm	copriferro
r _s =	340 mm	raggio della parte confinata dall'armatura trasversale
d =	616 mm	altezza utile equivalente d = r+2r _s /π
α	0.636 rad	
A _{tot} =	502655 mm ²	area della sezione circolare
A =	415318 mm ²	area della sezione rettangolare equivalente
b =	674 mm	Larghezza equivalente b = A/d
h =	746 mm	Altezza equivalente h = A _{tot} /b

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO D.M. 17/01/2018 § 4.1.2.3.5

• Caratteristiche della sezione

b _w = 674 mm	larghezza	f _{yk} = 450 MPa	resist. caratteristica
h = 746 mm	altezza	γ _s = 1.00	coeff. sicurezza
c = 85 mm	copriferro	f _{yd} = 450.0 MPa	resist. di calcolo
f _{ck} = 25 MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:	
γ _c = 1.00	coeff. sicurezza	A _{sl,1} = 15 Ø 26	= 79.64 cm ²
α _{cc} = 1.00	coeff. riduttivo	A _{sl,2} = 0 Ø 0	= 0.00 cm ²
d = 661 mm	altezza utile	A _{sl,3} = 0 Ø 0	= 0.00 cm ²
f _{cd} = 25.00 MPa	resist. di calcolo		79.64 cm ²

• Sollecitazioni (compressione<0, trazione>0, taglio in valore assoluto)

N_{ed} = 0.0 kN V_{ed} = 272.9 kN

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

k = 1+(200/d)^{1/2} < 2 k = 1.550 < 2
v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} v_{min} = 0.338
ρ₁ = A_{sl}/(b_w×d) < 0.02 ρ₁ = 0.018 < 0.02
σ_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd} σ_{cp} = 0.00 MPa < 0.2 f_{cd}

V_{Rd} = (0,18×k×(100×ρ₁×f_{ck})^{1/3}/g_c+0,15×σ_{cp})×b_w×d > (v_{min}+0,15×σ_{cp})×b_w×d

V_{Rd} = 441.1 kN; (con (v_{min}+0,15×σ_{cp})×b_w×d = 150.5 kN)

V_{Rd} = 441.1 kN valore di calcolo

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

• Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

θ = 45.0 ° inclinaz. bielle cls angolo ammissibile

α = 90.0 ° inclinaz. staffe

Armatura a taglio:

A_{sw}/s = spille Ø 12 mm con n° bracci (trasv) 2 passo 15 cm = 0.151 cm²/cm

V_{Rsd} = 0.90×d×(A_{sw}/s)×f_{yd}×(cotgα+cotgθ)×senα V_{Rsd} = 403.7 kN

f_{cd} = 12.50 MPa resist. di calcolo ridotta

α_c = 1.000 coeff. maggiorativo

V_{Rcd} = 0.90×d×b_w×α_c×f_{cd}×(cotgα+cotgθ)/(1+cotg²α) V_{Rcd} = 2506.1 kN

V_{Rd} = min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) V_{Rd} = 403.7 > 272.9 kN c.s.= 1.5

la sezione armata a taglio risulta verificata.

La verifica risulta **soddisfatta**.

12.4.4.3 Stato limite di esercizio

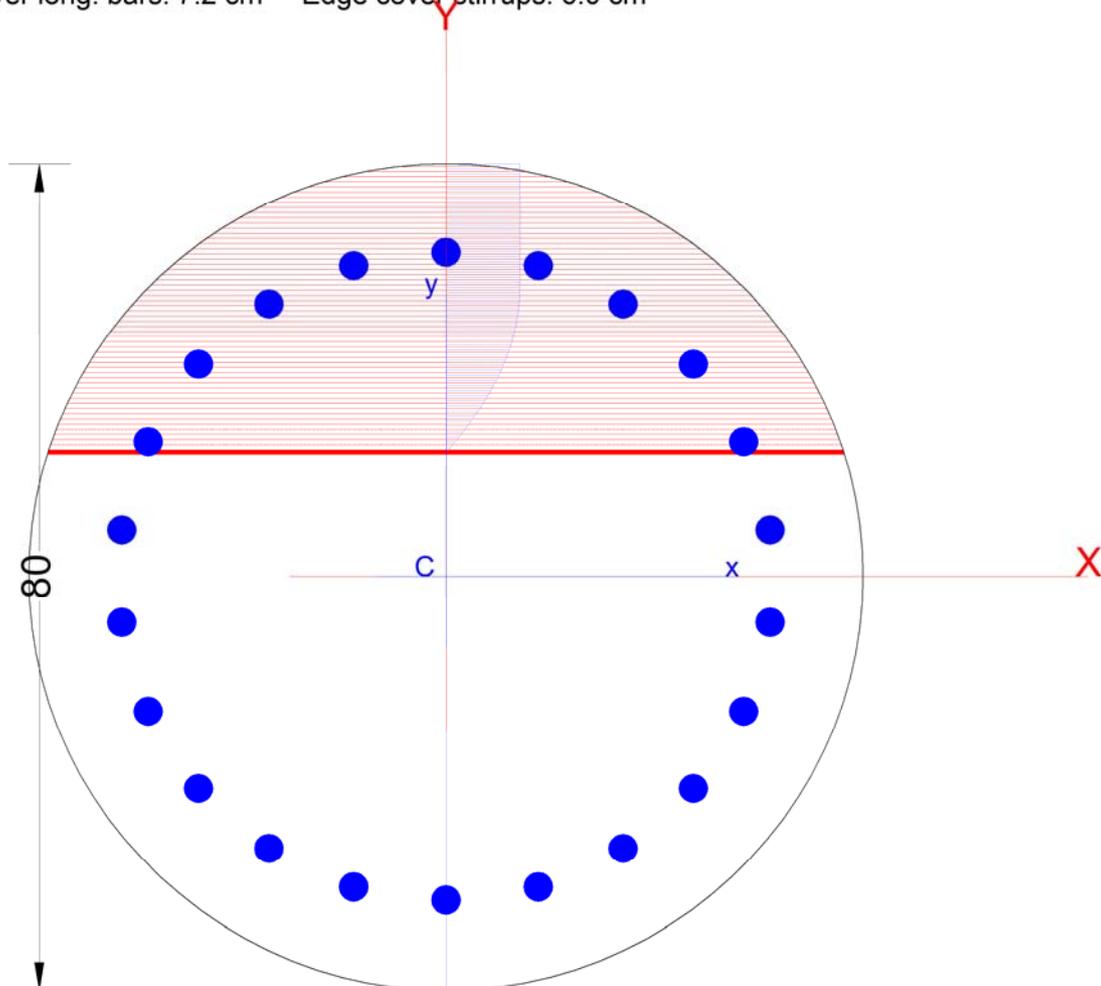
Le sollecitazioni alla testa del singolo palo, calcolate agli SLE, sono di seguito riportate:

	V_{Ed} [kN]	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kN.m]
Combinazione SLE	176.15	280.55	284.13
$q = G_k + SW/2 + 0.6 \cdot W_k + 0.8 \cdot Aero$			

Le verifiche sono state condotte nel programma RC-SEC.

Section name: Palo 4.9.secEC Comb. n. 1 (U.L.S.)

Edge cover long. bars: 7.2 cm Edge cover stirrups: 6.0 cm



GENERAL DATA OF PREDEFINED RC CROSS-SECTION

Section Name: Palo 4.9.secEC

(File path: S:\Projects\EngiNET\02_Curr_P\19032-R 0549D12 - Raddoppio ponte San Pietro - Bergamo - Montello\04 Work\02_Muri di Recinzione\Muri reci\Muro di Recinzione rev\RCSec\Palo 4.9.secEC)

Section description:

Reference code:

Exposure Class:

EN 1992-1-1 [EC2] Italian Annex

XC2 - Carbonation (long-term water contact/foundations)



PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO

APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLRI0005004	A	117 di 126

Structural member of belonging: Column (or compression member)
 Section type: Predefined section
 Cross-section shape: Circular
 Stress path: Constant axial force to achieve bending ULS
 Reference of assigned forces: Principal axes x,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE - Class: C25/30
 Design compressive strength fcd: 14.2 MPa
 Strain at max strength ec2: 0.0020
 Ultimate strain ecu: 0.0035
 Compression diagram stress-strain: Parabola-Rectangle
 Mean elastic modulus Ecm: 31475.8 MPa
 Mean tensile strength fctm: 2.6 MPa
 Es/Ec in SLS combination: 15.00
 Stress limit Characteristic SLS: 15.0 MPa

STEEL - Longitudinal Bars and Stirrups: B450C
 Characteristic yield stress fyk: 450.0 MPa
 Tensile strength ftk: 540.0 MPa
 Design yield stress fyd: 391.3 MPa
 Design strength ftd: 391.3 MPa
 Design ultimate strain esu: 0.068
 Mean elastic modulus Es: 200000.0 MPa
 SLS Charact. - Ss Limit: 360.00 MPa

GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA

Diameter section: 80.0 cm
 Circumferential bars: 22Ø28 (135.5 cm²)
 Cover(from centroid of bar): 8.6 cm

ULTIMATE LIMIT STATE - DESIGN INTERNAL FORCES ASSIGNED FOR EACH COMBINATION

N Design axial force [kN] applied in the concrete centroidal point (+ if compressive)
 Mx Design moment force [kNm] around the x axis
 with positive direction if such as to compress the upper edge of the section
 Vy Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y
 T Design torsional Moment [kN m]

Comb.N.	N	Mx	Vy	MT
1	248.15	1200.00	0.00	0.00

SERVICEABILITY LIMIT STATE - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)
 Mx Moment force [kNm] around x axis
 with positive direction if such as to compress the upper edge of the section

Comb.N.	N	Mx
1	0.00	283.13

CHECKS RESULTS

Checks of section OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars: 7.2 cm



PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO

APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLRI0005004	A	118 di 126

Min edge distance between longitudinal bars: 6.1 cm

ULTIMATE LIMIT STATE - CHECKS FOR BENDING AND AXIAL FORCE

Check	Result of check
N	Design axial force applied in the concrete centroid [kN] (+ if compressive)
Mx	Design bending moment force [kNm] around x axis of reference
N ult	Axial capacity [kN] of section (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis of reference
S.F.	Safety factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult) to (N,Mx). Check OK if such ratio is >=1.0
Yneutral	Ordinate Y [cm] of neutral axis in the reference system
Mx sn.	Yielding bending moment [kNm]
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [(5.10)EC2]
As Total	Total area of longitudinal bars [cm ²]. [Between brackets is shown the min. from eq. (9.12) EC2]

Comb.N.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	Yn	M sn	x/d	D	As Total
1	OK	248.15	1200.00	248.16	1354.80	1.129	12.0	1007.91	---	---	135.5 (15.1)

ULTIMATE LIMIT STATE - STRAINS AT ULTIMATE STATE

ec max	Ultimate compressive strain in concrete
ec*	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
Yc max	Ordinate in [cm] of the fiber corresponding to ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Ys max	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Ys min	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es min

Comb.N.	ec max	ec *	Yc max	es max	Ys max	es min	Ys min
1	0.00350	-0.00079	40.0	0.00242	31.4	-0.00543	-31.4

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Check	Result of Check
Sc max	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]
Yc max	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Sc min	Min compression stress (+) in concrete [Mpa]
Yc min	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc min (reference X,Y,O)
Ss min	Min tension stress (-) of steel bars [Mpa]
Ys min	y-coordinate [cm] of centroid bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
hc eff.	Concrete depth [cm] in concrete tension area surrounding tension steel bars
Ac eff	Effective tension area [cm ²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff	Area of tension steel bars [cm ²] within Ac eff (for crack width control)

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	5.31	-40.0	0.00	40.0	-112.0	31.4	21.5	1729	55.4	----

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check	Result of check
e1	Greater concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
e2	Lesser concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]



PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO

APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLRI0005004	A	119 di 126

- kt = 0.6 for charact. and frequent SLS; = 0.4 for quasi-perm. SLS (Factor dependent on the duration of the load [see eq.(7.9) EC2])
- k2 = 0.5 for bending; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]
- k3 = 3.400 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
- k4 = 0.425 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
- $\emptyset | c$ Equivalent bar diameter [mm] | cover [cm] to the tensile reinforcement [see eq.(7.11)(7.12) EC2]
- r eff Geometrical ratio $A_s \text{ eff} / A_c \text{ eff}$ [eq.(7.10) EC2]
- e sm - e cm Difference between the mean strain of tensile steel and concrete under the relevant combination [eq.(7.8)]
- Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = $0.6 S_{max} / E_s$
- sr max Max final crack [mm] spacing
- wk Calculated value [mm] of crack width = $sr \text{ max} * (e \text{ sm} - e \text{ cm})$ [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets
- M crack First cracking bending moment [kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	$\emptyset c$	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00068	0	0.500	0 0.0	0.032	0.000336 (0.00034)	393	0.132	193.16

13 ALLEGATO – INCIDENZA ARMATURA

13.1

INCIDENZA MURO DI RECINZIONE H = 3.9M

<u>Armatura Muro 3.9m</u>				
area muro	3.08	m2		
area fond	0.99	m2		
arm verticale	10	Ø	24	
	5	Ø	20	
volume	0.031692387			
arm oriz	50	Ø	16	
	50	Ø	16	
	0.020106193			
uncini	10	Ø	12	
	lunghezza	0.65	m	
	nr per sezione	25		
vol	0.018378317			
pp acciaio	7850	Kg/m3		
peso tot	550.8886391	kg		
volume cls	3.08	m3		
rapporto	178.86	kg/m3		



PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELO

APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLRI0005004	A	121 di 126

<u>Armatura Cordolo</u>			
area fond	0.99	m ²	
arm verticale	5	Ø	16
volume	0.00522761		
arm oriz	6	Ø	24
	6	Ø	24
	0.005428672		
pp acciaio	7850	kg/m ³	
peso tot	83.65181591	kg	
volume cls	0.99	m ³	
rapporto	84.50	kg/m ³	

<u>Armatura Pali</u>			
area palo	0.502655	m ²	
arm verticale	22	Ø	26
volume	0.01168		
staffe	7	Ø	12
	lunghezza	2.136283	m
		0.001691	
pp acciaio	7850	kg/m ³	
peso tot	104.9678	kg	
volume cls	0.502655	m ³	
rapporto	208.83	kg/m ³	

13.2

INCIDENZA MURO DI RECINZIONE H = 4.9M

<u>Armatura Muro 4.9m</u>				
area muro	4.018	m ²		
area fond	0.99	m ²		
arm verticale	10	Ø	18	
	10	Ø	16	
volume	0.023687609			
arm oriz	50	Ø	16	
	50	Ø	16	
	0.020106193			
uncini	10	Ø	12	
	lunghezza	0.65	m	
	nr per sezione	25		
vol	0.018378317			
pp acciaio	7850	kg/m ³		
peso tot	488.0511311	kg		
volume cls	4.018	m ³		
rapporto	121.47	kg/m ³		

<u>Armatura Cordolo</u>				
area fond	0.99	m ²		
arm verticale	10	Ø	12	
volume	0.005881061			
arm oriz	5	Ø	24	
	5	Ø	24	
	0.004523893			
pp acciaio	7850	kg/m ³		
peso tot	81.67889572	kg		
volume cls	0.99	m ³		
rapporto	82.50	kg/m ³		

<u>Armatura Pali</u>				
area palo	0.502655	m ²		
arm verticale	22	Ø	28	
volume	0.013547			
staffe	7	Ø	12	
	lunghezza	2.136283	m	
		0.001691		
pp acciaio	7850	kg/m ³		
peso tot	119.6168	kg		
volume cls	0.502655	m ³		
rapporto	237.97	kg/m ³		