



COMUNE DI PARMA  
SETTORE OPERE PUBBLICHE

responsabile unico di progetto  
**ing. SARA MALORI**

Parma Infrastrutture S.p.a.

progetto strutturale  
**ing. ALBERTO MORETTI**

via Roma 13, Venzone (UD)

coordinamento della sicurezza in progettazione  
**arch. CORRADO SIGNORINI**

Parma Infrastrutture S.p.a.



# INTERVENTO DI RISTRUTTURAZIONE SPAZIO IPOGEO "EX COBIANCHI" IN PIAZZA GARIBALDI LOTTO 1

CUI L00162210348202200030 - CUP I91B16000410004

## PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA

titolo elaborato:

Relazione tecnica di calcolo

TAVOLA:

serie	numero
<b>R<sub>s</sub></b>	<b>01</b>
formato	A4
scala	
file:	



1.	PREMESSA .....	2
2.	RIFERIMENTI NORMATIVI .....	3
3.	DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA .....	3
3.1	CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLE STRUTTURE ESISTENTI .....	4
3.2	ANALISI DEI CARICHI .....	5
4.	PREDIMENSIONAMENTO DEGLI INTERVENTI STRUTTURALI .....	6
4.1	PREDIMENSIONAMENTO MICROPALI TIPO RADICE .....	6
4.2	PREDIMENSIONAMENTO TELAIIO INTREDOSSALE TIPO .....	8
4.3	PREDIMENSIONAMENTO CONTRAFFORTI.....	9
4.4	PREDIMENSIONAMENTO CONSOLIDAMENTO SOLAI.....	12

## 1. PREMESSA

Nel presente documento si riporta il predimensionamento delle opere strutturali dell'intervento denominato "INTERVENTO DI RISTRUTTURAZIONE SPAZIO IPOGEO "EX COBIANCHI" IN PIAZZA GARIBALDI – LOTTO 1".



*Inquadramento territoriale*



*Inquadramento aereo dell'area*

## 2. RIFERIMENTI NORMATIVI

Sono stati recepiti, per le analisi e le verifiche di cui di seguito, i principi e le prescrizioni riportate nelle seguenti normative:

- D.M. 17/01/2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni;
- Circolare applicativa 21/01/2019, n. 7 C.S.LL.PP. – Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- D.P.C.M. 09/02/2011 – Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008;
- D.M. 14/01/2008 – Norme Tecniche per le Costruzioni → Allegato A alle Norme Tecniche per le Costruzioni: pericolosità sismica;
- O.P.C.M. 20/03/2003 n. 3274 – Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica → Allegato 2 – Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici.

## 3. DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA

### Contesto generale

L'edificio ipogeo sottostante Piazza Garibaldi, situato nella porzione nord tra via Mazzini, il Palazzo del Governatore, via Cavour e gli edifici più a est di via Mazzini, presenta un evidente stato di degrado strutturale.

La struttura ha subito nel tempo interventi di manutenzione e modifiche non documentati in modo sistematico, rendendo difficile ricostruire l'evoluzione delle condizioni strutturali.

L'accesso ai locali sotterranei era garantito da due scale: una parallela a via Mazzini, situata a ovest, e un'altra con andamento curvo, collocata a est all'incrocio tra via Cavour e via Mazzini. Ad oggi la scala ad ovest risulta chiusa e l'accesso allo spazio ipogeo è consentito dalla scala curva.

Attualmente, la struttura è chiusa al pubblico nella parte ipogea, mentre la piazza soprastante rimane fruibile senza limitazioni di carico. In prossimità della porzione occidentale della piazza, sono presenti alcuni *dehor* legati agli esercizi commerciali.

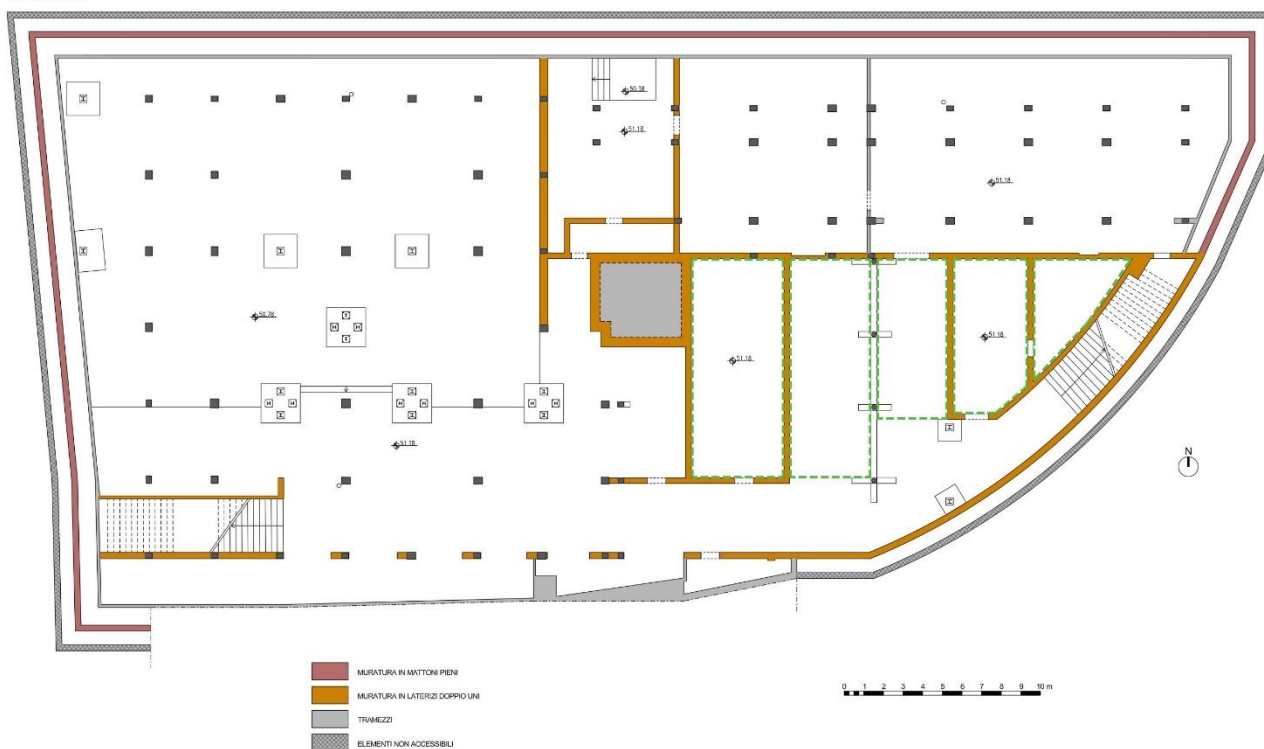
### Descrizione strutturale

La struttura, costituita da un unico piano con alcuni dislivelli a livello del pavimento, presenta una muratura perimetrale in mattoni pieni che delimita esternamente l'edificio. Al suo interno, è presente una parete divisoria che forma un'intercapedine, attualmente utilizzata per ospitare alcuni sottoservizi cittadini, come il sistema di teleriscaldamento. Oltre questa intercapedine, si trovavano in origine gli spazi destinati all'ex albergo.

Le strutture verticali interne sono di tipo misto, costituite in parte da murature portanti in laterizio forato e in parte da telai in calcestruzzo armato. Le fondazioni sono probabilmente di tipo superficiale diretto.

L'orizzontamento superiore è costituito da una soletta in c.a., che separa i locali ipogei dalla soprastante Piazza Garibaldi. Dalla soletta si sviluppa, verso il basso, un reticolo di travi ribassate, alcune delle quali presentano mensole rastremate. Nella porzione orientale dell'edificio (a destra scendendo la scala), si evidenzia una differente tecnica costruttiva: una parte dei solai è infatti realizzata con travetti prefabbricati in c.a. (zona riquadrata in verde nella figura che segue).

PIANTA +52,30 m



### Evidenze del degrado strutturale

Gli accertamenti effettuati sulla struttura nell'aprile 2018 ("Indagini e Verifiche di strutture in c.a." – Laboratorio Geotecnologico Emiliano s.r.l.) hanno rilevato degrado significativo e perdita delle caratteristiche meccaniche dei materiali, soprattutto negli elementi in calcestruzzo armato. Le principali criticità includono:

- Espulsione e distacco dei copriferri, evidente nei pilastri, nelle travi e nelle solette;
- Ossidazione delle armature, con riduzione significativa della sezione resistente in diversi punti;
- Carbonatazione profonda del calcestruzzo (oltre i 12 cm - massima profondità indagata con la carotatrice), la quale compromette la protezione delle armature, esponendole alla corrosione;
- Caratteristiche meccaniche scadenti: particolarmente critiche nei pilastri, dove il calcestruzzo risulta di qualità insufficiente per garantire un'adeguata resistenza strutturale.

Proprio per questo, a partire dal 2019 sono stati eseguiti degli interventi di consolidamento per cercare di far fronte a queste problematiche. Gli interventi non hanno frenato l'avanzare del degrado proprio perché di natura provvisoria.

Inoltre, le infiltrazioni d'acqua meteorica hanno aggravato il degrado, contribuendo al deterioramento delle superfici e delle armature.

Questi aspetti sottolineano l'urgenza di interventi definitivi per il consolidamento e la messa in sicurezza della struttura, finalizzati a preservare la fruibilità e la sicurezza di Piazza Garibaldi.

### 3.1 Caratteristiche meccaniche delle strutture esistenti

Per le analisi svolte si è ritenuto di poter adottare un livello di conoscenza LC2 (FC=1,2).

## Muratura

Tabella C8.5.1 -Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a:  $f$  = resistenza media a compressione,  $\tau_0$  = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3),  $f_{v0}$  = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3),  $E$  = valore medio del modulo di elasticità normale,  $G$  = valore medio del modulo di elasticità tangenziale,  $w$  = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	$f$	$\tau_0$	$f_{v0}$	$E$	$G$	$w$
	(N/mm <sup>2</sup> ) min-max	(N/mm <sup>2</sup> ) min-max	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> ) min-max	(N/mm <sup>2</sup> ) min-max	(kN/m <sup>3</sup> )
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
➔ Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
➔ Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

(\*) Nella muratura a conci sbozzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.

(\*\*) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione può essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

(\*\*\*) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

## Acciaio da carpenteria

### ACCIAIO DA CARPENTERIA - ESISTENTE

Classe / Denominazione	Fe 360	
E	2100000	daN/cm <sup>2</sup>
v	0.3	
G	807692.31	daN/cm <sup>2</sup>
$\alpha$		
$\gamma$	7850	daN/m <sup>3</sup>
$f_{yk}$	2350/1.35=1741.74	daN/cm <sup>2</sup>
$f_u$	3600	daN/cm <sup>2</sup>

## Calcestruzzo armato

Resistenza a compressione cls: pilastri:  $f_{cm,min} = 3,8$  MPa  
travi e solette:  $f_{cm,min} = 11,7$  MPa

Modulo elastico cls:  $E_{cls} = 20000$  MPa

Resistenza media allo snervamento dell'acciaio:  $f_{ym} = 231,8$  MPa

### 3.2 Analisi dei carichi

Solaio in c.a. (s=15 cm)	$g_{k1} + g_{k2}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	7,00
Solaio con travetti in c.a. precompressi (h=26+3 cm)	$g_{k1} + g_{k2}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	7,85
Folla compatta (cat. C3)	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	5,00
Neve (≤1000 m s.l.m.)	$q_{k,s}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	1,20

#### 4. PREDIMENSIONAMENTO DEGLI INTERVENTI STRUTTURALI

##### 4.1 Predimensionamento micropali tipo radice

Per il predimensionamento dei micropali tipo radice si è fatto riferimento alla Relazione geologica-sismica (NTC 2018) relativa al Municipio di Parma (cerchiato in rosso nell'immagine sottostante) eseguita dallo studio di geologia del Dott. Geol. Alberto Trivioli di Parma.



Foto aerea

Si riportano di seguito gli estratti della relazione contenente i dati impiegati per la verifica.



3.2 - STRATIGRAFIA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Per quanto concerne la stratigrafia del sedime dell'edificio, facendo riferimento alle stratigrafie eseguite in corrispondenza dei Portici del Grano in Piazza Garibaldi, si evince che in superficie sono predominanti le litologie fini coesive sino ad una profondità di 18,5-19,5 m dal p.c., viceversa in profondità diventano predominanti le litologie granulari (ghiaie l.s.) che si estendono almeno sino a 30 m dal p.c.

La modellazione geologica del sito è pertanto la presente:

MODELLO GEOLOGICO		
Strato	Profondità strato da p.c. [m]	Litologia
A	0,00m ÷ 5,00m	Riperto antropico medioevale
B	5,00m ÷ 19,0m	Alternanza di limi argillosi e argille limose
C	19,00m ÷ 30,0m	Alternanza di sabbie e ghiaie
Falda = 5-10 m da p.c.		

3.3 - ELEMENTI DI PRIMA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

In base alle conoscenze del territorio, la modellazione geotecnica presunta dei primi metri di profondità in corrispondenza dell'area oggetto di studio è la seguente.

## QUADRO GEOTECNICO-GEOMECCANICO SCHEMATICO

Litologia Prevalente	Comportamento geomeccanico	Cu (Kg/cm <sup>2</sup> )	C' (Kg/cm <sup>2</sup> )	φ (°)	E (Mpa)	γ (T/m <sup>3</sup> )	K (m/s)	μ
Argille l.s.	Coesivo	0,75+1,00	0,15+0,20	15+20	15+20	1,90	10 <sup>-5</sup>	0.25+0.35
Ghiaie l.s.	Granulare	-	0,00+0,05	35+40	50+75	1,95	10 <sup>-3</sup>	0.25+0.35

Il predimensionamento dei micropali di fondazione tipo Radice (IGU, *injection globale unique*) è stato eseguito con il metodo di Bustamante e Doix (1985).

Il carico limite di un palo di fondazione è dato dalla somma della resistenza laterale e della resistenza alla punta. Nel caso dei micropali quest'ultima è solitamente trascurabile rispetto alla resistenza laterale offerta.

$d$ [m]	0,20	di diametro della perforazione
$L_s$ [m]	12,00	lunghezza palo
$\alpha$	1,20	limo e argilla, micropali IGU
$d_s$ [m]	0,22	di diametro palo
$s$ [kPa]	65	resistenza tangenziale all'interfaccia tra zona iniettata (IGU) e terreno (argille e limi moderatamente consistenti/consistenti)
$Q_{lim}$ [kN]	539	$Q_{lim} = P + S \cong \pi \cdot d_s \cdot L_s \cdot s \leftarrow$ carico limite del singolo palo
Effetto di gruppo		
$E$	0,60	efficienza della palificata
$n$	4	numero pali
$Q_{G,lim}$ [kN]	1293,83	$Q_{G,lim} = n \cdot E \cdot Q_{lim} \leftarrow$ carico limite della palificata
$\xi_3$	1,7	verticale indagata: 1
$R_{c,k}$ [kN]	830,27	
$\gamma_s(R3)$	1,15	pali trivellati, resistenza laterale
$R_{c,d}$ [kN]	722,0	
$E_{d,SLU}$ [kN]	689,9	
$E_{d,SLU}/R_{c,d}$	96%	VERIFICATO

#### 4.2 Predimensionamento telaio intredossale tipo

Si è ipotizzato che i telai intradossali, costituiti da profili HE300B, a sostegno delle travi siano in grado di sostenere il peso di travi e solai esistenti.

La verifica in termini statici è stata condotta utilizzando la configurazione geometrica più gravosa soggetta alla combinazione fondamentale (SLU). Si riporta di seguito la verifica di trave e montante HE300B.

$l$ [m]	7,3
$g_{k1}+g_{k2}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	7,00
$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	5,00
$q_{k,s}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	1,20
$i$ [m]	3,35
p.p. trave c.a. [kN/m]	2,20
p.p. HE300B [kN/m]	1,17
$p_{SLU}$ [kN/m]	63,01

#### TRAVE HE300B

FLESSIONE		TAGLIO	
$M_{Ed,SLU}$ [kN m]	419,7	$V_{Ed,SLU}$ [kN]	230,0 $V_{Ed} \leq 0,5V_{Rd}$
$W_{pl}$ [cm <sup>3</sup> ]	1869 HE300B	$A_{yz}$ [cm <sup>2</sup> ]	47,43
$f_{yk}$ [MPa]	275	$f_{yk}$ [MPa]	275
$\gamma_{M0}$	1,05	$\gamma_{M0}$	1,05
$M_{Rd}$ [kN m]	489,5	$V_{Rd}$ [kN]	717,2
$M_{Ed}/M_{Rd}$	86% VERIFICATO	$V_{Ed}/V_{Rd}$	32% VERIFICATO

## MONTANTE HE300B

## COMPRESSIONE

$N_{Ed,SLU}$ [kN]	230,0
$A$ [cm <sup>2</sup> ]	149,1
$f_{yk}$ [MPa]	275
$\gamma_{M0}$	1,05
$N_{Rd}$ [kN]	3905
$N_{Ed}/N_{Rd}$	6% VERIFICATO

## INSTABILITÀ

$E$ [MPa]	210000
$J$ [cm <sup>4</sup> ]	25170
$l_0$ [m]	9,00
$N_{cr}$ [kN]	644,05
$\bar{\lambda}$	2,52
$\alpha$	0,34
$\Phi$	4,08
$\chi$	0,14 ok
$\gamma_{M1}$	1,05
$N_{b,Rd}$ [kN]	536,3
$N_{Ed}/N_{b,Rd}$	43% VERIFICATO

## 4.3 Predimensionamento contrafforti

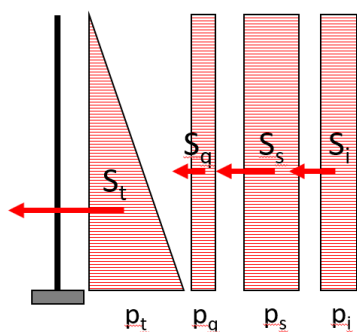
Il muro di sostegno sul lato Nord ha un'altezza di circa 4,50 m. L'intervento consiste nel contrastare le spinte del terrapieno con dei contrafforti in c.a. ad interasse di 4,00 m (configurazione più sfavorevole).

I contrafforti sono realizzati in c.a., con setti di sezione 35x260 cm e poggiano su una fondazione a platea. La presenza degli impianti del teleriscaldamento non consente di realizzare i setti in c.a. direttamente a contatto con il muro di sostegno: la connessione verrà realizzata mediante dispositivi telescopici di spinta.

## Calcolo delle spinte

Per verificare la resistenza della muratura è necessario disporre del carico distribuito orizzontale  $p$  su ogni fascia di muratura.

Per questo motivo viene effettuato il calcolo di una sezione unitaria di muro nello stato di fatto al solo fine di quantificare le spinte  $S$  delle varie componenti ( $t$ ,  $q$ ,  $s$ ,  $i$ ) dalle quali ricavare i valori delle relative pressioni in funzione della loro distribuzione in altezza.



$S_t$  = spinta statica delle terre sulla parete verticale ideale a monte della scarpa interna

$S_q$  = spinta statica del sovraccarico  $q$

$S_s$  = spinta delle terre per azione sismica

$S_i$  = spinta delle forze d'inerzia dovuta alle masse della parete e della zavorra

$$p_t = \frac{2 \cdot S_t}{h} \quad p_q = \frac{S_q}{h} \quad p_s = \frac{S_s}{h} \quad p_i = \frac{S_i}{h}$$

Verifiche STATICHE				Verifiche SISMICHE			
		Verifica Parete	Verifica Fondazione	Verifica Parete	Verifica Fondazione	Verifica Parete	Verifica Fondazione
			Ribalt. Scorr. Schiacc.		Ribalt. Scorr. Schiacc.		Ribalt. Scorr. Schiacc.
Angolo d'attrito interno	$\gamma_{\phi}$	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25
Peso cuneo di spinta	$\gamma_{GS}$	1,1	1,1	1	1	1	1
Peso zavorra	$\gamma_{GZ}$	0,9	0,9	1	1	1	1
Peso proprio muro	$\gamma_{GM}$	0,9	0,9	1	1	1	1
Sovraccarico	$\gamma_Q$	1,5	1,5	1,3	1,3	1	1
Azione verticale impalcato	$\gamma_{Ni}$	0,9	0,9	1	1	1	1
Azione orizzontale impalcato	$\gamma_{Vi}$	1,5	1,5	1,3	1,3	1	1

**Titolo :** PARMA\_ipogeo Ex Cobianchi

Altezza paraghiaia (m)  $h_1$  0    Angolo attrito interno  $\phi^{\circ}$  15

Spessore paraghiaia (m)  $s_1$  0    Ang. attrito terra-muro  $\delta^{\circ}$  10

Inclinazione parete (%)  $i$  0    Ang. attrito fondazione  $\phi_f^{\circ}$  20

Altezza parete (m)  $h_2$  4,5    Peso spec. terre [kN/m<sup>3</sup>]  $\gamma_t$  18

Spessore in testa (m)  $s_2$  0,5    Peso spec. muro [kN/m<sup>3</sup>]  $\gamma_m$  18

Spessore alla base (m)  $s_3$  0,5    Dati Sisma  $K_v$  0,0198  $K_h$  0,0396

Altezza fondazione (m)  $h_3$  0,5    N° lati terreno 1

Sbalzo fond. contro terra  $L_1$  0,8

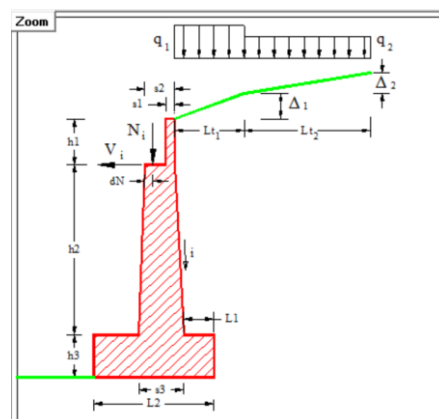
Larghezza totale fond.  $L_2$  2,5

Calcolo    Visualizza

Parete		Fondazione			Sbalzi Fondazione	
		Ribaltamento	Scorrimento	Schiacciamento	M valle	M monte
St	107,5 kN	St 145,6 ?1	St 132,5 ?3	St 132,5 ?2	149,5	28,80
Sq	5,308 kN	Sq 7,896	Sq 5,159	Sq 5,159		
Ss	9,794 kN	Ss 0	Ss 5,971	Ss 11,40		
Si	4,170 kN	Si 0	Si 5,061	Si 5,061		
M	189,1 kNm	Mr 191,8	V 146,5	M 163,8		
N	62,59 kN	Ms 200,6	N 150,2	N 156,2		
V	124,9 kN	Ms/Mr 1,046	c. scor. 0,2985	V 151,9		

$\sigma_{L, valle}$  0,3880 MPa     $\sigma_{L, monte}$  0    % comp. 16,10

Verifiche più gravose



Verifica di resistenza interna del muro di sostegno muratura

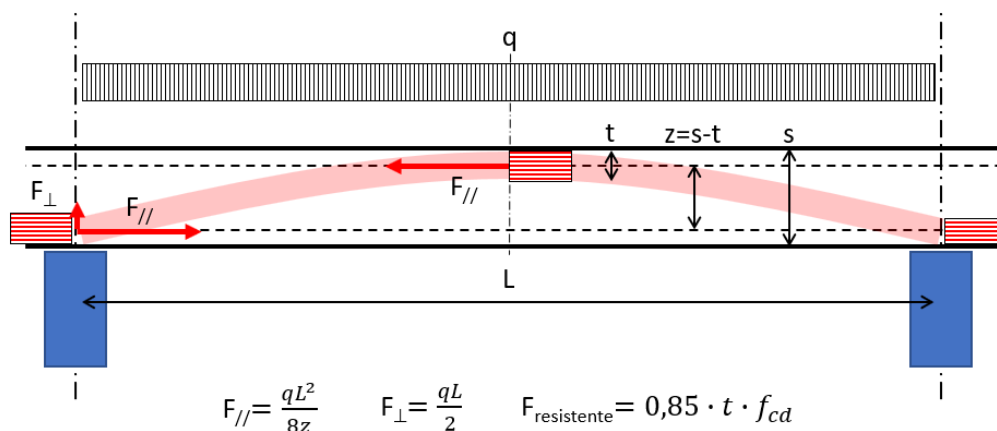
Con le spinte di calcolo si ricava la distribuzione delle pressioni; con riferimento ad un'altezza del muro ( $h_2$  di tabella) pari a 4,5 m e una fascia di larghezza unitaria si ha:

AZIONI SULLA PARETE		PRESSIONE	
		$p_{Min}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$p_{Max}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
$S_t$	107,5 kN	0,00	47,78
$S_q$	5,308 kN	1,18	1,18
$S_s$	9,794 kN	2,18	2,18
$S_i$	4,170 kN	0,93	0,93
		4,28	52,06



La verifica di resistenza della muratura viene effettuata con riferimento ad un funzionamento ad arco che si viene a formare all'interno di una fascia orizzontale fra due contrafforti. La resistenza della muratura viene verificata con un modello stress-block.

Le forze  $F_{//}$  nel piano del muro vengono equilibrate per mutuo contrasto; le forze  $F_{\perp}$  vengono equilibrate dall'azione dei contrafforti.



Si verifica la fascia orizzontale di altezza unitaria posta più in basso, dove la pressione è maggiore.

altezza fascia muraria		1,00 m
carico distribuito	q	48,52 kN/m <sup>2</sup>
interasse contrafforti	i	4,00 m
lunghezza di calcolo	L	3,80 m
spessore muratura	s	0,50 m
fascia compressa	t	0,25 m
braccio interno	z	0,25 m

**FORZE AGENTI**

Forza ortogonale al muro	$F_{\perp}$	92 kN
Forza parallela al muro	$F_{//}$	350 kN
Forza resistente	$F_r$	460 kN
Resistenza a compressione	$f_{cd}$	3,45 N/mm <sup>2</sup>
<b>VERIFICA</b>	$F_r > F_{//}$	<b>VERIFICATO</b>
	$F_r / F_{//}$	1,31

Verifica del contrafforte

Per la verifica del setto si prevede che il carico del muro esistente venga trasferito lungo il setto tramite i connettori telescopici.

Pertanto il contrafforte in c.a. deve essere in grado di contrastare la spinta orizzontale totale  $S=153,50$  kN. Ipotizzando che i connettori telescopici trasmettano tale spinta al contrafforte in c.a. si ha che le azioni agenti sono pari a:

$$N_{Ed} = 102,4 \text{ kN} \quad M_{Ed} = 1049,6 \text{ kN m}$$

Armando il setto come nella figura sottostante si ottiene che:  $M_{Rd} = 1758 \text{ kN m}$ , pertanto la verifica è soddisfatta.

**Titolo:** PARMA\_ipogeo\_contrafforte

N° strati barre: 14

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	35	260	1	6,03	3
			2	6,03	35
			3	1,01	40
			4	1,01	60
			5	1,01	80
			6	1,01	100

**Sollecitazioni**  
S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 102,4 kN  
M<sub>xEd</sub>: 1049,63 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 0

**Materiali**  
B450C C25/30

ε<sub>su</sub>: 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
f<sub>yd</sub>: 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub>: 3,5 ‰  
E<sub>s</sub>: 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub>: 14,17 ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0,8  
ε<sub>syd</sub>: 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub>: 9,75 ‰  
σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm² τ<sub>co</sub>: 0,6 ‰  
τ<sub>cl</sub>: 1,829 ‰

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

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

**Tipo flessione**  
Retta Deviata

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub>: 0 cm Col. modello

M-curvatura

Precompresso

#### 4.4 Predimensionamento consolidamento solai

I campi di solaio in c.a. a sezione piena sono rinforzati con rete monodirezionale FRCM tipo RureGold PBO, stesa in doppio strato (il secondo posto nella direzione ortogonale al primo).

I solai con travetti in c.a. prefabbricati vengono invece rinforzati con uno strato di rete monodirezionale FRCM tipo RureGold PBO. Di seguito si riporta la schermata della verifica.

**RUREGOLD**  
INNOVATION & SAFETY FOR BUILDING

v. 1.0.2

PILASTRI TRAVI TRAVETTI SOLAIO

**Flessione**

**DATI DI INPUT**  
VERIFICA  
RELAZIONE

**VERIFICHE**

**Pre-intervento**  
MRd0 [kNm] 22.54

**Post-intervento**  
MRd [kNm] 24.62  
Verifica Si  
Δ [%] 9.2

Centra  Griglia  Assi  Quote Griglia [mm] 100