

3.1

PROGETTO STRUTTURE

Relazione di Calcolo

Analisi sismica

Comune di Castro
Provincia di Bergamo

**Riqualificazione di un tratto di lungolago
compreso tra piazza del Porto e la nuova "area feste".**

PROGETTO DEFINITIVO

Castro, 1 ottobre 2018

Progetto architettonico

Studio associato architetti
Alberto Marini e Giuseppe Morina
via Garibaldi 18 - 24063 Castro (BG)
tel-fax 035-983320
e-mail: mariniemorina@tiscali.it

in collaborazione con

Arch. Maurizio Ronchetti
via Cavour 6/B
24060 Sovere (BG)
tel. 035-0295267
e-mail: info@maurilioronchetti.it

Progetto strutturale:

Studio tecnico di ingegneria
dr. Ing. Dario Catalini
via Santa Marla 5
24065 Lovere (BG)
tel. 035-961633
e-mail: dariocatalini@gmail.com

RELAZIONE DI CALCOLO

INDICE

1	DATI E CARATTERISTICHE DELL'OPERA.....	2
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3	CRITERI PROGETTUALI E METODI DI CALCOLO	5
4	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO	5
5	DESCRIZIONE SOFTWARE.....	5
6	CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI.....	6
7	ANALISI DEI CARICHI, COMBINAZIONI DI CARICO E DATI SISMICI.....	7
8	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA MICROPALI	10

1 DATI E CARATTERISTICHE DELL'OPERA

Il progetto prevede la realizzazione di un nuovo percorso pedonale, che occupa la porzione dell'area più vicina alla Strada Provinciale ed in parte si protende verso il lago con una soletta a sbalzo, e la riqualificazione del parcheggio adiacente.

La modellazione del terreno con misurati scavi e rilevati permette di articolare l'area su piani differenziati che possono in tal modo caratterizzarsi attraverso specifiche ed autonome destinazioni funzionali.

La nuova passeggiata a lago, riservata esclusivamente ai pedoni e non accessibile ai mezzi meccanici, collega piazza del Porto al parcheggio di viale Roma, costituendo un nuovo percorso protetto in stretto rapporto con l'acqua.

La riprofilatura della passeggiata, con lieve pendenza verso lago, è completata dalla sistemazione a verde dell'area adiacente, in grado di proteggere il percorso pedonale rispetto al traffico stradale; all'interno dell'area verde è previsto il mantenimento pressochè integrale delle alberature esistenti.



Il progetto prevede la realizzazione del nuovo sbalzo in calcestruzzo armato, destinato a percorso pedonale, costituito da una piastra monolitica rastremata all'estremità verso l'acqua; dello stesso materiale è previsto il sottostante muro in elevazione di appoggio, la cui casseratura, eseguita utilizzando listoni verticali da cm. 5 x 4 a distanze irregolari, inchiodate su pannelli di contenimento continui, caratterizza la parete fronte lago con una ritmatura rigata non regolare, la cui scansione ricorda la verticalità dei canneti presenti nel paesaggio lacustre.

Sempre in calcestruzzo armato, sono previste le murature di contenimento dei rilevati e le pavimentazioni delle aree pedonali.

Sull'estremità dello sbalzo in calcestruzzo è prevista infine l'installazione di una ringhiera in ferro zincato, costituita da montanti verticali strutturali e cavi orizzontali in acciaio.

Dal punto di vista strutturale sono stati elaborati due differenti schemi tipologici strutturali, di seguito descritti.

SCHEMA TIPOLOGICO 1

Detto schema si sviluppa per ml.13 circa ed è costituito da struttura in c.a. "a bilancino", con:

- porzione verso lago a sbalzo, aggetto variabile ca cm.0 a cm.140 (SCHEMA TIPOLOGICO 1A) e da cm.140 a cm.220 (SCHEMA TIPOLOGICO 1B), sezione rastremata con spessore variabile da cm.15 in estremità a cm.47 all'incastro;
- porzione verso monte poggiante su due file di micropali a costituire coppia puntone (verso lago) – tirante (verso monte), avente lunghezza cm.210 oltre filo muro esistente e spessore cm.35 (SCHEMA TIPOLOGICO 1A) e cm.60 (SCHEMA TIPOLOGICO 1B).

Detto schema è giustificato dalla necessità di preservare il muro fronte lago esistente, salvo scapitozzatura della testa.

SCHEMA TIPOLOGICO 2

Detto schema si sviluppa per ml.43 circa ed è costituito da:

- fondazione nastriforme in c.a. con sezione rettangolare, larghezza cm.200, altezza cm.50, poggiante su due file di micropali, collegata in testa da fila di palancole tipo Larssen L604 altezza m.6,00;
- muro in c.a. di contenimento terreno avente spessore costante cm.45 ed altezza massima da estradosso fondazione cm.250;
- cordolo di testa muro in c.a. dim. cm.45x60 da quale si dipartono:
 - o verso lago sbalzo avente aggetto cm.200 e sezione rastremata con spessore variabile da cm.15 in estremità a cm.44 all'incastro;
 - o verso monte contrappeso di bilanciamento sbalzo avente aggetto cm.100 e spessore cm.40.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- L. 05-11-71, n. 1086 – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- D.M. LL.PP. del 14-02-92 – “Norme Tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”.
- D.M. del 09-01-96 – “Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”.
- Circolare Ministeriale del 15-10-96 N°252 – Istruzioni per l'applicazione delle “Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche” di cui al D.M. 09-01-96.
- D.M. del 16-01-96 – Norme Tecniche relative ai “Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”.
- D.M. del 16-01-96 – “Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche”.
- Circolare Ministeriale del 10-04-97 N°65/AA.GG. – Istruzioni per l'applicazione delle “Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche” di cui al D.M. 16-01-96.
- L. 02-02-74, n. 64 – “Provvedimenti per costruzioni con particolari prescrizioni per zone sismiche”.
- D.M. LL. PP. E INT. 19-06-84 – “Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche”.
- D.M. LL. PP. 11-03-88 – “Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- Circolare Ministeriale del 24-07-88, n. 30483/STC.
- Legge 02-02-74 n. 64, art. 1 - D.M. 11-03-88 – “Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- UNI EN 1991 - “Eurocodice 1 - Basi di calcolo ed azioni sulle strutture”.
- UNI EN 1992 - “Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo”.
- UNI EN 1993 - “Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio”.
- UNI EN 1995 - “Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture in legno”.
- UNI EN 1996 - “Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture di muratura”.
- UNI EN 1997 - “Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica”.
- UNI EN 1998 - “Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica”.
- D.M. - gennaio 2008 - “Norme tecniche per le costruzioni”.
- CIRCOLARE MINISTERIALE del 2 febbraio 2009, n°617 – “Circolare delle Norme tecniche per le costruzioni”.

- D.M. - gennaio 2018 – Aggiornamento alle “Norme tecniche per le costruzioni”.
- D.G.R. n. 2129/14 – “Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia”.
- L.R. n. 33/2015 - “Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche”.
- D.G.R. n. 5001/16 – “Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l’esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica”.

3 CRITERI PROGETTUALI E METODI DI CALCOLO

La normativa adottata è il D.M. - gennaio 2018 - “Aggiornamento norme tecniche per le costruzioni”.

Le strutture sono state verificate con il metodo semiprobabilistico agli stati limite. Le sollecitazioni teoriche di progetto sono state calcolate tramite analisi statiche e pseudo-statiche di tipo elastico-lineare, senza redistribuzione di sollecitazioni, utilizzando i principi della scienza delle costruzioni.

Le analisi numeriche sono state svolte con l’ausilio di elaboratore elettronico.

4 VITA NOMINALE E CLASSE D’USO

Al fine di determinare le sollecitazioni agenti sulla struttura oggetto del dimensionamento, si individuano la vita nominale e la classe d’uso della costruzione, come previsto al par. 2.4 delle NTC.

Con riferimento alla tabella 2.4.1, è possibile classificare l’intervento come “costruzione di tipo 2”, come si evince da prospetto sotto riportato.

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

La classe d’uso prescelta è la “Classe II”, come si può dedurre dall’estratto normativo (par.2.4.2):

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l’ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l’ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d’uso III o in Classe d’uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

5 DESCRIZIONE SOFTWARE

- “Verifica C.A. S.L.U.” versione 7.7 - 30 agosto 2011 – Prof. Ing. Piero Gelfi
- “Verifica muro di sostegno/spalla” versione 2.5 - 9 luglio 2012 – Prof. Ing. Piero Gelfi

Detti software sono ampiamente affidabili, in quanto sviluppati nel corso degli anni dal Prof. Ing. Piero Gelfi dell’Università degli Studi di Brescia.

6 CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI

- **Calcestruzzo C25/30**

Peso di volume:

$$\rho = 2500 \text{ kg} / \text{m}^3$$

Resistenza caratteristica:

$$R_{ck} = 30 \text{ N} / \text{mm}^2$$

Resistenza caratteristica a compressione cilindrica:

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 24,90 \text{ N} / \text{mm}^2$$

Resistenza di calcolo a compressione:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{24,90}{1,5} = 14,11 \text{ N} / \text{mm}^2$$

- **Acciaio per c.a. B450C**

Tensione di snervamento caratteristico:

$$f_{yk} = 450 \text{ N} / \text{mm}^2$$

Tensione di snervamento di progetto:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1,15} = 391,30 \text{ N} / \text{mm}^2$$

Ulteriori limitazioni per elementi in c.a.

Massima tensione di compressione del calcestruzzo in condizioni di esercizio:

$$\sigma_c < 0,60 \cdot f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica rara}$$

$$\sigma_c < 0,45 \cdot f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente}$$

Massima tensione dell'acciaio in condizioni di esercizio:

$$\sigma_s < 0,80 \cdot f_{yk}$$

- **Acciaio per micropali S275JR**

Tensione di snervamento caratteristico:

$$f_{yk} = 275 \text{ N} / \text{mm}^2$$

Tensione di rottura:

$$f_{tk} = 430 \text{ N} / \text{mm}^2$$

- **Acciaio per carpenteria S355JR**

Tensione di snervamento caratteristico:

$$f_{yk} = 355 \text{ N} / \text{mm}^2$$

Tensione di rottura:

$$f_{tk} = 510 \text{ N} / \text{mm}^2$$

- **Bulloneria e tirafondi classe 8.8**

Tensione di snervamento caratteristico:

$$f_{yk} = 640 \text{ N} / \text{mm}^2$$

Tensione di rottura:

$$f_{tk} = 800 \text{ N} / \text{mm}^2$$

7 ANALISI DEI CARICHI, COMBINAZIONI DI CARICO E DATI SISMICI

• CARICHI AGENTI SULLA NUOVA STRUTTURA

Sovraccarichi fissi	G2	3,00 kN/mq
Sovraccarichi variabili	Q1	10,00 kN/mq

Tabella 3.1.II – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	Uffici. Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	3,00 4,00 5,00	2,00 4,00 5,00	1,00 2,00 3,00
D	Ambienti ad uso commerciale. Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale. Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	$\geq 6,00$ —	6,00 —	1,00* —
F-G	Rimesse e parcheggi. Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	2,50 —	2 x 10,00 —	1,00** —
H	Coperture e sottotetti Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0,50 — —	1,20 — —	1,00 — —
* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati				
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso				



OSSERVAZIONE: LA NORMATIVA PER TALE TIPOLOGIA DI AMBIENTI PREVEDE UN CARICO VARIABILE DI 5,00 kN/mq: A FAVORE DI SICUREZZA TALE VALORE VIENE MAGGIORATO E QUINDI SI CONSIDERA Q1 = 10,00 kN/mq

- **CARICHI AGENTI SUL NUOVO MURO IN C.A. DI CONTENIMENTO TERRENO (OLTRE AL PESO DELLA STRUTTURA SOPRSTANTE)**

Carico variabile

Q1 350 kN (betoniera a tre assi, equivalente a 15,00 kN/mq)

- **COMBINAZIONI DI GRUPPI DI COEFFICIENTI PARZIALI PER CARICHI VERTICALI**

CARICHI	SLU	SLE rara	SLE quasi permanente
G1	1,3	1	1
G2	1,5	1	1
Q1	1,5	1	0,6

- **COMBINAZIONI DI GRUPPI DI COEFFICIENTI PARZIALI PER VERIFICA DEL MURO IN C.A. DI CONTENIMENTO TERRENO**

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

- **DATI SISMA**

COMUNE DI CASTRO

Dati per l'analisi sismica:

Sito: Comune di Castro prov. di Bergamo
 Periodo di riferimento: 50anni
 Stato limite: SLV (stato limite di salvaguardia della vita)
 Categoria del suolo: C
 Categoria topografica: T2

Ricerca del sito

Ricerca per coordinate
 Ricerca per comune
 Isole

Nodi del reticolo

10719 10720
 10941 10942

Regione: Lombardia Provincia: Bergamo (BG)
 Comune: Castro

Longitudine: 10,0681 Latitudine: 45,8039

Parametri interpolati

TR	ag	F ₀	T _c *
30	0,034	2,456	0,201
50	0,043	2,474	0,219
72	0,051	2,452	0,233
101	0,059	2,472	0,249
140	0,068	2,460	0,259
201	0,079	2,458	0,266
475	0,110	2,458	0,280
975	0,141	2,487	0,289
2475	0,190	2,529	0,301

OK Cancel

La sigla individua isole per le quali è necessaria una valutazione ad hoc.
 Elaborazione aprile 2004

0 50 100 150 km

8 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA MICROPALI

Trattasi di micropali aventi diametro di perforazione mm.250, riempimento con boiaccia cementizia, armatura interna in acciaio mm.139,7 x sp. mm.8,4, lunghezza m.12,00 e calza in geotessile.

Detti elementi strutturali sono collegati alla struttura in c.a. ed hanno la funzione di trasferire agli strati profondi del fondale lacustre le sollecitazioni indotte dalla struttura soprastante.

E' necessario verificare che:

- i micropali a monte non vadano in trazione o, in caso di trazione, siano verificati per la massima sollecitazione agente;
- i micropali, a monte ed a valle, siano soggetti ad un'azione di compressione inferiore al valore massimo di portata.

Per ciascuno degli schemi tipologici, tali verifiche vengono effettuate considerando n°4 combinazioni di carico di seguito descritte:

- COMBINAZIONE 1: presenza di sovraccarichi variabili sia sulla struttura in c.a. verso lago che sulla struttura in c.a. verso strada;
- COMBINAZIONE 2: presenza di sovraccarichi variabili solo sulla struttura in c.a. verso lago;
- COMBINAZIONE 3: presenza di sovraccarichi variabili solo sulla struttura in c.a. verso strada;
- COMBINAZIONE 4: assenza di sovraccarichi variabili sia sulla struttura in c.a. verso lago che sulla struttura in c.a. verso strada.

Per quanto riguarda la verifica di portanza del singolo micropalo si rimanda alla documentazione prodotta a firma Dott. Geol. BONASSI ORAZIO.

SCHEMA TIPOLOGICO 1A – COMBINAZIONE 1

CARICHI INDOTTI DALLA STRUTTURA SOPRASTANTE VERSO LAGO

carichi fissi		925	kg/mq
carichi variabili		0	kg/mq
totale		925	kg/mq
luce di calcolo struttura soprastante		2,2	mt
Peso scaricato	$P_p =$	2035	kg
Momento scaricato	$MP_p =$	2238,5	kgm

CARICHI INDOTTI DALLA STRUTTURA SOPRASTANTE VERSO MONTE

carichi fissi		1175	kg/mq
carichi variabili		1000	kg/mq
totale		2175	kg/mq
luce di calcolo struttura soprastante		0,3	mt
Peso scaricato sul muro	$P_{p2} =$	652,5	kg
Momento scaricato	$MP_{p2} =$	97,875	kgm

DETERMINAZIONE SOLLECITAZIONI SUI PALI

lunghezza esclusi gli sbalzi 1,4 m

SOLLECITAZIONI SUI PALI (REAZIONI VINCOLARI)

ESTREMO SINISTRO RA (LAGO) = 5086,52 kg

ESTREMO DESTRO RB (MONTE) = 645,98 kg

SCHEMA TIPOLOGICO 1A – COMBINAZIONE 2

CARICHI INDOTTI DALLA STRUTTURA SOPRASTANTE VERSO LAGO

carichi fissi		925	kg/mq
carichi variabili		0	kg/mq
totale		925	kg/mq
luce di calcolo struttura soprastante		2,2	mt
Peso scaricato	$P_p =$	2035	kg
Momento scaricato	$MP_p =$	2238,5	kgm

CARICHI INDOTTI DALLA STRUTTURA SOPRASTANTE VERSO MONTE

carichi fissi		1175	kg/mq
carichi variabili		0	kg/mq
totale		1175	kg/mq
luce di calcolo struttura soprastante		0,3	mt
Peso scaricato sul muro	$P_{p2} =$	352,5	kg
Momento scaricato	$MP_{p2} =$	52,875	kgm

DETERMINAZIONE SOLLECITAZIONI SUI PALI

lunghezza esclusi gli sbalzi 1,4 m

SOLLECITAZIONI SUI PALI (REAZIONI VINCOLARI)

ESTREMO SINISTRO RA (LAGO) = 4418,66 kg

ESTREMO DESTRO RB (MONTE) = -386,16 kg

SCHEMA TIPOLOGICO 1A – COMBINAZIONE 3

CARICHI INDOTTI DALLA STRUTTURA SOPRASTANTE VERSO LAGO

carichi fissi		925	kg/mq
carichi variabili		1000	kg/mq
totale		1925	kg/mq
luce di calcolo struttura soprastante		2,2	mt
Peso scaricato	$P_p =$	4235	kg
Momento scaricato	$MP_p =$	4658,5	kgm

CARICHI INDOTTI DALLA STRUTTURA SOPRASTANTE VERSO MONTE

carichi fissi		1175	kg/mq
carichi variabili		0	kg/mq
totale		1175	kg/mq
luce di calcolo struttura soprastante		0,3	mt
Peso scaricato sul muro	$P_{p2} =$	352,5	kg
Momento scaricato	$MP_{p2} =$	52,875	kgm

DETERMINAZIONE SOLLECITAZIONI SUI PALI

lunghezza esclusi gli sbalzi 1,4 m

SOLLECITAZIONI SUI PALI (REAZIONI VINCOLARI)

ESTREMO SINISTRO RA (LAGO) = 8347,23 kg

ESTREMO DESTRO RB (MONTE) = -2114,73 kg

SCHEMA TIPOLOGICO 1A – COMBINAZIONE 4

CARICHI INDOTTI DALLA STRUTTURA SOPRASTANTE VERSO LAGO

carichi fissi		925	kg/mq
carichi variabili		0	kg/mq
totale		925	kg/mq
luce di calcolo struttura soprastante		2,2	mt
Peso scaricato	$P_p =$	2035	kg
Momento scaricato	$MP_p =$	2238,5	kgm

CARICHI INDOTTI DALLA STRUTTURA SOPRASTANTE VERSO MONTE

carichi fissi		1175	kg/mq
carichi variabili		1000	kg/mq
totale		2175	kg/mq
luce di calcolo struttura soprastante		0,3	mt
Peso scaricato sul muro	$P_{p2} =$	652,5	kg
Momento scaricato	$MP_{p2} =$	97,875	kgm

DETERMINAZIONE SOLLECITAZIONI SUI PALI

lunghezza esclusi gli sbalzi 1,4 m

SOLLECITAZIONI SUI PALI (REAZIONI VINCOLARI)

ESTREMO SINISTRO RA (LAGO) = 5086,52 kg

ESTREMO DESTRO RB (MONTE) = 645,98 kg

SCHEMA TIPOLOGICO 1B – COMBINAZIONE 1

CARICHI INDOTTI DALLA STRUTTURA SOPRASTANTE VERSO LAGO

carichi fissi		1237,5	kg/mq
carichi variabili		1000	kg/mq
totale		2237,5	kg/mq
luce di calcolo struttura soprastante		3	mt
Peso scaricato	$P_p =$	6712,5	kg
Momento scaricato	$MP_p =$	10068,75	kgm

CARICHI INDOTTI DALLA STRUTTURA SOPRASTANTE VERSO MONTE

carichi fissi		1800	kg/mq
carichi variabili		1000	kg/mq
totale		2800	kg/mq
luce di calcolo struttura soprastante		0,3	mt
Peso scaricato sul muro	$P_{p2} =$	840	kg
Momento scaricato	$MP_{p2} =$	126	kgm

DETERMINAZIONE SOLLECITAZIONI SUI PALI

lunghezza esclusi gli sbalzi 1,4 m

SOLLECITAZIONI SUI PALI (REAZIONI VINCOLARI)

ESTREMO SINISTRO RA (LAGO) = 15774,46 kg

ESTREMO DESTRO RB (MONTE) = -4301,96 kg

SCHEMA TIPOLOGICO 1B – COMBINAZIONE 2

CARICHI INDOTTI DALLA STRUTTURA SOPRASTANTE VERSO LAGO

carichi fissi		1237,5	kg/mq
carichi variabili		0	kg/mq
totale		1237,5	kg/mq
luce di calcolo struttura soprastante		3	mt
Peso scaricato	$P_p =$	3712,5	kg
Momento scaricato	$MP_p =$	5568,75	kgm

CARICHI INDOTTI DALLA STRUTTURA SOPRASTANTE VERSO MONTE

carichi fissi		1800	kg/mq
carichi variabili		0	kg/mq
totale		1800	kg/mq
luce di calcolo struttura soprastante		0,3	mt
Peso scaricato sul muro	$P_{p2} =$	540	kg
Momento scaricato	$MP_{p2} =$	81	kgm

DETERMINAZIONE SOLLECITAZIONI SUI PALI

lunghezza esclusi gli sbalzi 1,4 m

SOLLECITAZIONI SUI PALI (REAZIONI VINCOLARI)

ESTREMO SINISTRO RA (LAGO) = 8892,32 kg

ESTREMO DESTRO RB (MONTE) = -2119,82 kg

SCHEMA TIPOLOGICO 1B – COMBINAZIONE 3

CARICHI INDOTTI DALLA STRUTTURA SOPRASTANTE VERSO LAGO

carichi fissi		1237,5	kg/mq
carichi variabili		1000	kg/mq
totale		2237,5	kg/mq
luce di calcolo struttura soprastante		3	mt
Peso scaricato	$P_p =$	6712,5	kg
Momento scaricato	$MP_p =$	10068,75	kgm

CARICHI INDOTTI DALLA STRUTTURA SOPRASTANTE VERSO MONTE

carichi fissi		1800	kg/mq
carichi variabili		0	kg/mq
totale		1800	kg/mq
luce di calcolo struttura soprastante		0,3	mt
Peso scaricato sul muro	$P_{p2} =$	540	kg
Momento scaricato	$MP_{p2} =$	81	kgm

DETERMINAZIONE SOLLECITAZIONI SUI PALI

lunghezza esclusi gli sbalzi 1,4 m

SOLLECITAZIONI SUI PALI (REAZIONI VINCOLARI)

ESTREMO SINISTRO RA (LAGO) = 15106,61 kg

ESTREMO DESTRO RB (MONTE) = -5334,11 kg

SCHEMA TIPOLOGICO 1B – COMBINAZIONE 4

CARICHI INDOTTI DALLA STRUTTURA SOPRASTANTE VERSO LAGO

carichi fissi		1237,5	kg/mq
carichi variabili		0	kg/mq
totale		1237,5	kg/mq
luce di calcolo struttura soprastante		3	mt
Peso scaricato	$P_p =$	3712,5	kg
Momento scaricato	$MP_p =$	5568,75	kgm

CARICHI INDOTTI DALLA STRUTTURA SOPRASTANTE VERSO MONTE

carichi fissi		1800	kg/mq
carichi variabili		1000	kg/mq
totale		2800	kg/mq
luce di calcolo struttura soprastante		0,3	mt
Peso scaricato sul muro	$P_{p2} =$	840	kg
Momento scaricato	$MP_{p2} =$	126	kgm

DETERMINAZIONE SOLLECITAZIONI SUI PALI

lunghezza esclusi gli sbalzi 1,4 m

SOLLECITAZIONI SUI PALI (REAZIONI VINCOLARI)

ESTREMO SINISTRO RA (LAGO) = 9560,18 kg

ESTREMO DESTRO RB (MONTE) = -1087,68 kg

SCHEMA TIPOLOGICO 2 – MURO H=2,00 – COMBINAZIONE 1

GEOMETRIA MURO DI SOSTEGNO

			VALORI CONSIGLIATI
altezza totale muro	$h =$	2,5 m	
sp muro in sommità	$a =$	0,45 m	
sp muro alla base	$b =$	0,45 m	$\approx 1/10 h$
altezza parete vert	$h_p =$	2 m	
lunghezza solettone di base	$s =$	2 m	$\approx 1/2 h$
lunghezza solettone interno	$s_i =$	0 m	$\approx 1/3 h$
lunghezza solettone esterno	$s_e =$	1,55 m	$\approx s - s_i - b$
altezza solettone	$h_s =$	0,5 m	$\approx b + 5\text{cm.}$
profondità muro	$l =$	1 m	(FASCIA DI 1m)

SOVRACCARICO STRADALE

tipo di mezzo =	betoniera a tre assi		
peso del mezzo =	35000	kg	
lunghezza mezzo =	8	m	
larghezza carreggiata =	3	m	
carico al mq di carr =	1458,333 kg/mq		
AZIONE DEL SOVRACCARICO SUL MURO			
$x =$	1,750519 m		
$P_{\text{SOVR}} =$	2552,84 kg		
corrispondente a	$h' =$	1,418244 m	di terreno

CALCOLO SPINTA SUL MURO E MOMENTO SPINGENTE

$K_a =$	0,27099	
$S =$	3253,805	kg
$y_0 =$	1,054803	m
$M_s =$	3432,123	kgm

NOTA: MISURATA DALLA BASE DELLA FONDAZIONE

CARICHI INDOTTI DALLA STRUTTURA SOPRASTANTE VERSO LAGO

carichi fissi	1237,5	kg/mq
carichi variabili	1000	kg/mq
totale	2237,5 kg/mq	
luce di calcolo struttura soprastante	2,225 mt	
Peso scaricato sul muro	$P_p =$	4978,438 kg
Momento scaricato sul muro	$MP_p =$	5538,512 kgm

CARICHI INDOTTI DALLA STRUTTURA SOPRASTANTE VERSO MONTE

carichi fissi		1300	kg/mq
carichi variabili		1000	kg/mq
totale		2300	kg/mq
luce di calcolo struttura soprastante		1,225	mt
Peso scaricato sul muro	$P_{p2} =$	2817,5	kg

A favore di sicurezza non considero il momento scaricato sul muro

DETERMINAZIONE SOLLECITAZIONI SUI PALI

lunghezza complessiva fondazione		2	m
sbordo pali rispetto agli estremi		0,3	m
lunghezza esclusi gli sbalzi		1,4	m
CALCOLO PESO TOTALE MURO			
parte rettangolare della parete	$P_1 =$	2250	kg
parte triangolare della parete	$P_2 =$	0	kg
solettone di base	$P_3 =$	2500	kg
rivestimento in pietra sp. cm.20	$P_4 =$	0	kg
cordolo sopra muro	$P_5 =$	675	kg
terreno sul solettone interno	$P_6 =$	0	kg
sovraccarico sul solettone interno	$P_7 =$	0,0	kg
CALCOLO DIST. FORZE E MOMENTI RISPETTO ALL'ESTREMO SINISTRO DELLA FONDAZIONE			
$dP_1 =$		0,225	
$dP_2 =$		0,45	
$bP_3 =$		1	
$dP_4 =$		0,55	
$dP_5 =$		0,225	
$dP_p =$		0,225	
$dP_{p2} =$		0,225	
$dMP_p =$		0,225	
$dM_S =$		0,225	
SOLLECITAZIONI SBALZO SINISTRO DELLA FONDAZIONE			
$M_{TOT\ SBALZO} =$		6558,424	kgm
$P_{TOT\ SBALZO} =$		10720,94	kgm
SOLLECITAZIONI SUI PALI (REAZIONI VINCOLARI)			
ESTREMO SINISTRO $R_A =$		7286,349	kg
ESTREMO DESTRO $R_B =$		5934,588	kg

SCHEMA TIPOLOGICO 2 – MURO H=2,00 – COMBINAZIONE 2

GEOMETRIA MURO DI SOSTEGNO

altezza totale muro	$h =$	2,5 m	VALORI CONSIGLIATI	
sp muro in sommità	$a =$	0,45 m		
sp muro alla base	$b =$	0,45 m		$\approx 1/10 h$
altezza parete vert	$h_p =$	2 m		
lunghezza solettone di base	$s =$	2 m		$\approx 1/2 h$
lunghezza solettone interno	$s_i =$	0 m		$\approx 1/3 h$
lunghezza solettone esterno	$s_e =$	1,55 m		$\approx s - s_i - b$
altezza solettone	$h_s =$	0,5 m		$\approx b + 5\text{cm.}$
profondità muro	$l =$	1 m		(FASCIA DI 1m)

SOVRACCARICO STRADALE

tipo di mezzo =	betoniera a tre assi		
peso del mezzo =	35000	kg	
lunghezza mezzo =	8	m	
larghezza carreggiata =	3	m	
carico al mq di carr =	1458,333 kg/mq		
AZIONE DEL SOVRACCARICO SUL MURO			
$x =$	1,750519 m		
$P_{\text{SOVR}} =$	2552,84 kg		
corrispondente a	$h' =$	1,418244 m	di terreno

CALCOLO SPINTA SUL MURO E MOMENTO SPINGENTE

$K_a =$	0,27099		
$S =$	3253,805	kg	
$y_0 =$	1,054803	m	NOTA: MISURATA DALLA BASE DELLA FONDAZIONE
$M_s =$	3432,123	kgm	

CARICHI INDOTTI DALLA STRUTTURA SOPRASTANTE VERSO LAGO

carichi fissi	1237,5	kg/mq
carichi variabili	0	kg/mq
totale	1237,5	kg/mq
luce di calcolo struttura soprastante	2,225 mt	
Peso scaricato sul muro	$P_p =$	2753,438 kg
Momento scaricato sul muro	$MP_p =$	3063,199 kgm

CARICHI INDOTTI DALLA STRUTTURA SOPRASTANTE VERSO MONTE

carichi fissi	1300	kg/mq
carichi variabili	0	kg/mq
totale	1300	kg/mq
luce di calcolo struttura soprastante	1,225	mt
Peso scaricato sul muro	$P_{p2} =$	1592,5 kg
A favore di sicurezza non considero il momento scaricato sul muro		

DETERMINAZIONE SOLLECITAZIONI SUI PALI

lunghezza complessiva fondazione	2	m
sbordo pali rispetto agli estremi	0,3	m
lunghezza esclusi gli sbalzi	1,4	m
CALCOLO PESO TOTALE MURO		
parte rettangolare della parete	$P_1 =$	2250 kg
parte triangolare della parete	$P_2 =$	0 kg
solettone di base	$P_3 =$	2500 kg
rivestimento in pietra sp. cm.20	$P_4 =$	0 kg
cordolo sopra muro	$P_5 =$	675 kg
terreno sul solettone interno	$P_6 =$	0 kg
sovraccarico sul solettone interno	$P_7 =$	0,0 kg
CALCOLO DIST. FORZE E MOMENTI RISPETTO ALL'ESTREMO SINISTRO DELLA FONDAZIONE		
$dP_1 =$	0,225	
$dP_2 =$	0,45	
$bP_3 =$	1	
$dP_4 =$	0,55	
$dP_5 =$	0,225	
$dP_p =$	0,225	
$dP_{p2} =$	0,225	
$dMP_p =$	0,225	
$dM_S =$	0,225	
SOLLECITAZIONI SBALZO SINISTRO DELLA FONDAZIONE		
$M_{TOT\ SBALZO} =$	4859,361	kgm
$P_{TOT\ SBALZO} =$	7270,938	kgm
SOLLECITAZIONI SUI PALI (REAZIONI VINCOLARI)		
ESTREMO SINISTRO $R_A =$	5049,965	kg
ESTREMO DESTRO $R_B =$	4720,972	kg

SCHEMA TIPOLOGICO 2 – MURO H=2,00 – COMBINAZIONE 3

GEOMETRIA MURO DI SOSTEGNO

			VALORI CONSIGLIATI
altezza totale muro	$h =$	2,5 m	
sp muro in sommità	$a =$	0,45 m	
sp muro alla base	$b =$	0,45 m	$\approx 1/10 h$
altezza parete vert	$h_p =$	2 m	
lunghezza solettone di base	$s =$	2 m	$\approx 1/2 h$
lunghezza solettone interno	$s_i =$	0 m	$\approx 1/3 h$
lunghezza solettone esterno	$s_e =$	1,55 m	$\approx s - s_i - b$
altezza solettone	$h_s =$	0,5 m	$\approx b + 5\text{cm.}$
profondità muro	$l =$	1 m	(FASCIA DI 1m)

SOVRACCARICO STRADALE

tipo di mezzo =	betoniera a tre assi		
peso del mezzo =	35000	kg	
lunghezza mezzo =	8	m	
larghezza carreggiata =	3	m	
carico al mq di carr =	1458,333 kg/mq		
AZIONE DEL SOVRACCARICO SUL MURO			
$x =$	1,750519 m		
$P_{\text{SOVR}} =$	2552,84 kg		
corrispondente a	$h' =$	1,418244 m	di terreno

CALCOLO SPINTA SUL MURO E MOMENTO SPINGENTE

$K_a =$	0,27099	
$S =$	3253,805	kg
$y_0 =$	1,054803	m
$M_s =$	3432,123	kgm

NOTA: MISURATA DALLA BASE DELLA FONDAZIONE

CARICHI INDOTTI DALLA STRUTTURA SOPRASTANTE VERSO LAGO

carichi fissi	1237,5	kg/mq
carichi variabili	1000	kg/mq
totale	2237,5 kg/mq	
luce di calcolo struttura soprastante	2,225 mt	
Peso scaricato sul muro	$P_p =$	4978,438 kg
Momento scaricato sul muro	$MP_p =$	5538,512 kgm

CARICHI INDOTTI DALLA STRUTTURA SOPRASTANTE VERSO MONTE

carichi fissi		1300	kg/mq
carichi variabili		0	kg/mq
totale		1300	kg/mq
luce di calcolo struttura soprastante		1,225	mt
Peso scaricato sul muro	$P_{p2} =$	1592,5	kg
A favore di sicurezza non considero il momento scaricato sul muro			

DETERMINAZIONE SOLLECITAZIONI SUI PALI

lunghezza complessiva fondazione		2	m
sbordo pali rispetto agli estremi		0,3	m
lunghezza esclusi gli sbalzi		1,4	m
CALCOLO PESO TOTALE MURO			
parte rettangolare della parete	$P_1 =$	2250	kg
parte triangolare della parete	$P_2 =$	0	kg
solettone di base	$P_3 =$	2500	kg
rivestimento in pietra sp. cm.20	$P_4 =$	0	kg
cordolo sopra muro	$P_5 =$	675	kg
terreno sul solettone interno	$P_6 =$	0	kg
sovraccarico sul solettone interno	$P_7 =$	0,0	kg
CALCOLO DIST. FORZE E MOMENTI RISPETTO ALL'ESTREMO SINISTRO DELLA FONDAZIONE			
$dP_1 =$		0,225	
$dP_2 =$		0,45	
$bP_3 =$		1	
$dP_4 =$		0,55	
$dP_5 =$		0,225	
$dP_p =$		0,225	
$dP_{p2} =$		0,225	
$dMP_p =$		0,225	
$dM_S =$		0,225	
SOLLECITAZIONI SBALZO SINISTRO DELLA FONDAZIONE			
$M_{TOT\ SBALZO} =$		6834,049	kgm
$P_{TOT\ SBALZO} =$		9495,938	kgm
SOLLECITAZIONI SUI PALI (REAZIONI VINCOLARI)			
ESTREMO SINISTRO $R_A =$		5864,474	kg
ESTREMO DESTRO $R_B =$		6131,463	kg

SCHEMA TIPOLOGICO 2 – MURO H=2,00 – COMBINAZIONE 4

GEOMETRIA MURO DI SOSTEGNO

			VALORI CONSIGLIATI
altezza totale muro	$h =$	2,5 m	
sp muro in sommità	$a =$	0,45 m	
sp muro alla base	$b =$	0,45 m	$\approx 1/10 h$
altezza parete vert	$h_p =$	2 m	
lunghezza solettone di base	$s =$	2 m	$\approx 1/2 h$
lunghezza solettone interno	$s_i =$	0 m	$\approx 1/3 h$
lunghezza solettone esterno	$s_e =$	1,55 m	$\approx s - s_i - b$
altezza solettone	$h_s =$	0,5 m	$\approx b + 5\text{cm.}$
profondità muro	$l =$	1 m	(FASCIA DI 1m)

SOVRACCARICO STRADALE

tipo di mezzo =	betoniera a tre assi		
peso del mezzo =	35000	kg	
lunghezza mezzo =	8	m	
larghezza carreggiata =	3	m	
carico al mq di carr =	1458,333 kg/mq		
AZIONE DEL SOVRACCARICO SUL MURO			
$x =$	1,750519 m		
$P_{\text{SOVR}} =$	2552,84 kg		
corrispondente a	$h' =$	1,418244 m	di terreno

CALCOLO SPINTA SUL MURO E MOMENTO SPINGENTE

$K_a =$	0,27099	
$S =$	3253,805	kg
$y_0 =$	1,054803	m
$M_s =$	3432,123	kgm

NOTA: MISURATA DALLA BASE DELLA FONDAZIONE

CARICHI INDOTTI DALLA STRUTTURA SOPRASTANTE VERSO LAGO

carichi fissi	1237,5	kg/mq
carichi variabili	0	kg/mq
totale	1237,5	kg/mq
luce di calcolo struttura soprastante	2,225	mt
Peso scaricato sul muro	$P_p =$	2753,438 kg
Momento scaricato sul muro	$MP_p =$	3063,199 kgm

CARICHI INDOTTI DALLA STRUTTURA SOPRASTANTE VERSO MONTE

carichi fissi		1300	kg/mq
carichi variabili		1000	kg/mq
totale		2300	kg/mq
luce di calcolo struttura soprastante		1,225	mt
Peso scaricato sul muro	$P_{p2} =$	2817,5	kg

A favore di sicurezza non considero il momento scaricato sul muro

DETERMINAZIONE SOLLECITAZIONI SUI PALI

lunghezza complessiva fondazione		2	m
sbordo pali rispetto agli estremi		0,3	m
lunghezza esclusi gli sbalzi		1,4	m
CALCOLO PESO TOTALE MURO			
parte rettangolare della parete	$P_1 =$	2250	kg
parte triangolare della parete	$P_2 =$	0	kg
solettone di base	$P_3 =$	2500	kg
rivestimento in pietra sp. cm.20	$P_4 =$	0	kg
cordolo sopra muro	$P_5 =$	675	kg
terreno sul solettone interno	$P_6 =$	0	kg
sovraccarico sul solettone interno	$P_7 =$	0,0	kg
CALCOLO DIST. FORZE E MOMENTI RISPETTO ALL'ESTREMO SINISTRO DELLA FONDAZIONE			
$dP_1 =$		0,225	
$dP_2 =$		0,45	
$bP_3 =$		1	
$dP_4 =$		0,55	
$dP_5 =$		0,225	
$dP_p =$		0,225	
$dP_{p2} =$		0,225	
$dMP_p =$		0,225	
$dM_S =$		0,225	
SOLLECITAZIONI SBALZO SINISTRO DELLA FONDAZIONE			
$M_{TOT\ SBALZO} =$		4583,736	kgm
$P_{TOT\ SBALZO} =$		8495,938	kgm
SOLLECITAZIONI SUI PALI (REAZIONI VINCOLARI)			
ESTREMO SINISTRO $R_A =$		6471,84	kg
ESTREMO DESTRO $R_B =$		4524,097	kg

SCHEMA TIPOLOGICO 2 – MURO H=2,50 – COMBINAZIONE 1

GEOMETRIA MURO DI SOSTEGNO

			VALORI CONSIGLIATI
altezza totale muro	$h =$	3 m	
sp muro in sommità	$a =$	0,45 m	
sp muro alla base	$b =$	0,45 m	$\approx 1/10 h$
altezza parete vert	$h_p =$	2,5 m	
lunghezza solettone di base	$s =$	2 m	$\approx 1/2 h$
lunghezza solettone interno	$s_i =$	0 m	$\approx 1/3 h$
lunghezza solettone esterno	$s_e =$	1,55 m	$\approx s - s_i - b$
altezza solettone	$h_s =$	0,5 m	$\approx b + 5\text{cm.}$
profondità muro	$l =$	1 m	(FASCIA DI 1m)

SOVRACCARICO STRADALE

tipo di mezzo =	betoniera a tre assi		
peso del mezzo =	35000	kg	
lunghezza mezzo =	8	m	
larghezza carreggiata =	3	m	
carico al mq di carr =	1458,333 kg/mq		
AZIONE DEL SOVRACCARICO SUL MURO			
$x =$	2,100623 m		
$P_{\text{SOVR}} =$	3063,408 kg		
corrispondente a	$h' =$	1,701893 m	di terreno

CALCOLO SPINTA SUL MURO E MOMENTO SPINGENTE

$K_a =$	0,27099	
$S =$	4685,479	kg
$y_0 =$	1,265764	m
$M_s =$	5930,708	kgm

NOTA: MISURATA DALLA BASE DELLA FONDAZIONE

CARICHI INDOTTI DALLA STRUTTURA SOPRASTANTE VERSO LAGO

carichi fissi	1237,5	kg/mq
carichi variabili	1000	kg/mq
totale	2237,5	kg/mq
luce di calcolo struttura soprastante	2,225	mt
Peso scaricato sul muro	$P_p =$	4978,438 kg
Momento scaricato sul muro	$MP_p =$	5538,512 kgm

CARICHI INDOTTI DALLA STRUTTURA SOPRASTANTE VERSO MONTE

carichi fissi		1300	kg/mq
carichi variabili		1000	kg/mq
totale		2300	kg/mq
luce di calcolo struttura soprastante		1,225	mt
Peso scaricato sul muro	$P_{p2} =$	2817,5	kg

A favore di sicurezza non considero il momento scaricato sul muro

DETERMINAZIONE SOLLECITAZIONI SUI PALI

lunghezza complessiva fondazione		2	m
sbordo pali rispetto agli estremi		0,3	m
lunghezza esclusi gli sbalzi		1,4	m
CALCOLO PESO TOTALE MURO			
parte rettangolare della parete	$P_1 =$	2812,5	kg
parte triangolare della parete	$P_2 =$	0	kg
solettone di base	$P_3 =$	2500	kg
rivestimento in pietra sp. cm.20	$P_4 =$	0	kg
cordolo sopra muro	$P_5 =$	675	kg
terreno sul solettone interno	$P_6 =$	0	kg
sovraccarico sul solettone interno	$P_7 =$	0,0	kg
CALCOLO DIST. FORZE E MOMENTI RISPETTO ALL'ESTREMO SINISTRO DELLA FONDAZIONE			
$dP_1 =$		0,225	
$dP_2 =$		0,45	
$bP_3 =$		1	
$dP_4 =$		0,55	
$dP_5 =$		0,225	
$dP_p =$		0,225	
$dP_{p2} =$		0,225	
$dMP_p =$		0,225	
$dM_S =$		0,225	
SOLLECITAZIONI SBALZO SINISTRO DELLA FONDAZIONE			
$M_{TOT\ SBALZO} =$		8930,447	kgm
$P_{TOT\ SBALZO} =$		11283,44	kgm
SOLLECITAZIONI SUI PALI (REAZIONI VINCOLARI)			
ESTREMO SINISTRO $R_A =$		6154,547	kg
ESTREMO DESTRO $R_B =$		7628,89	kg

SCHEMA TIPOLOGICO 2 – MURO H=2,50 – COMBINAZIONE 2

GEOMETRIA MURO DI SOSTEGNO

			VALORI CONSIGLIATI
altezza totale muro	$h =$	3 m	
sp muro in sommità	$a =$	0,45 m	
sp muro alla base	$b =$	0,45 m	$\approx 1/10 h$
altezza parete vert	$h_p =$	2,5 m	
lunghezza solettone di base	$s =$	2 m	$\approx 1/2 h$
lunghezza solettone interno	$s_i =$	0 m	$\approx 1/3 h$
lunghezza solettone esterno	$s_e =$	1,55 m	$\approx s - s_i - b$
altezza solettone	$h_s =$	0,5 m	$\approx b + 5\text{cm.}$
profondità muro	$l =$	1 m	(FASCIA DI 1m)

SOVRACCARICO STRADALE

tipo di mezzo =	betoniera a tre assi		
peso del mezzo =	35000	kg	
lunghezza mezzo =	8	m	
larghezza carreggiata =	3	m	
carico al mq di carr =	1458,333 kg/mq		
AZIONE DEL SOVRACCARICO SUL MURO			
$x =$	2,100623 m		
$P_{\text{SOVR}} =$	3063,408 kg		
corrispondente a	$h' =$	1,701893 m	di terreno

CALCOLO SPINTA SUL MURO E MOMENTO SPINGENTE

$K_a =$	0,27099	
$S =$	4685,479	kg
$y_0 =$	1,265764	m
$M_s =$	5930,708	kgm

NOTA: MISURATA DALLA BASE DELLA FONDAZIONE

CARICHI INDOTTI DALLA STRUTTURA SOPRASTANTE VERSO LAGO

carichi fissi	1237,5	kg/mq
carichi variabili	0	kg/mq
totale	1237,5	kg/mq
luce di calcolo struttura soprastante	2,225	mt
Peso scaricato sul muro	$P_p =$	2753,438 kg
Momento scaricato sul muro	$MP_p =$	3063,199 kgm

CARICHI INDOTTI DALLA STRUTTURA SOPRASTANTE VERSO MONTE

carichi fissi	1300	kg/mq
carichi variabili	0	kg/mq
totale	1300	kg/mq

luce di calcolo struttura soprastante 1,225 mt

Peso scaricato sul muro $P_{p2} =$ 1592,5 kg

A favore di sicurezza non considero il momento scaricato sul muro

DETERMINAZIONE SOLLECITAZIONI SUI PALI

lunghezza complessiva fondazione 2 m

sbordo pali rispetto agli estremi 0,3 m

lunghezza esclusi gli sbalzi 1,4 m

CALCOLO PESO TOTALE MURO

parte rettangolare della parete $P_1 =$ 2812,5 kg

parte triangolare della parete $P_2 =$ 0 kg

solettone di base $P_3 =$ 2500 kg

rivestimento in pietra sp. cm.20 $P_4 =$ 0 kg

cordolo sopra muro $P_5 =$ 675 kg

terreno sul solettone interno $P_6 =$ 0 kg

sovraccarico sul solettone interno $P_7 =$ 0,0 kg

CALCOLO DIST. FORZE E MOMENTI RISPETTO ALL'ESTREMO SINISTRO DELLA FONDAZIONE

$dP_1 =$ 0,225

$dP_2 =$ 0,45

$bP_3 =$ 1

$dP_4 =$ 0,55

$dP_5 =$ 0,225

$dP_p =$ 0,225

$dP_{p2} =$ 0,225

$dMP_p =$ 0,225

$dM_S =$ 0,225

SOLLECITAZIONI SBALZO SINISTRO DELLA FONDAZIONE

$M_{TOT\ SBALZO} =$ 7231,384 kgm

$P_{TOT\ SBALZO} =$ 7833,438 kgm

SOLLECITAZIONI SUI PALI (REAZIONI VINCOLARI)

ESTREMO SINISTRO $R_A =$ 3918,163 kg

ESTREMO DESTRO $R_B =$ 6415,274 kg

SCHEMA TIPOLOGICO 2 – MURO H=2,50 – COMBINAZIONE 3

GEOMETRIA MURO DI SOSTEGNO

			VALORI CONSIGLIATI
altezza totale muro	$h =$	3 m	
sp muro in sommità	$a =$	0,45 m	
sp muro alla base	$b =$	0,45 m	$\approx 1/10 h$
altezza parete vert	$h_p =$	2,5 m	
lunghezza solettone di base	$s =$	2 m	$\approx 1/2 h$
lunghezza solettone interno	$s_i =$	0 m	$\approx 1/3 h$
lunghezza solettone esterno	$s_e =$	1,55 m	$\approx s - s_i - b$
altezza solettone	$h_s =$	0,5 m	$\approx b + 5\text{cm.}$
profondità muro	$l =$	1 m	(FASCIA DI 1m)

SOVRACCARICO STRADALE

tipo di mezzo =	betoniera a tre assi		
peso del mezzo =	35000	kg	
lunghezza mezzo =	8	m	
larghezza carreggiata =	3	m	
carico al mq di carr =	1458,333 kg/mq		
AZIONE DEL SOVRACCARICO SUL MURO			
$x =$	2,100623 m		
$P_{\text{SOVR}} =$	3063,408 kg		
corrispondente a	$h' =$	1,701893 m	di terreno

CALCOLO SPINTA SUL MURO E MOMENTO SPINGENTE

$K_a =$	0,27099	
$S =$	4685,479	kg
$y_0 =$	1,265764	m
$M_s =$	5930,708	kgm

NOTA: MISURATA DALLA BASE DELLA FONDAZIONE

CARICHI INDOTTI DALLA STRUTTURA SOPRASTANTE VERSO LAGO

carichi fissi	1237,5	kg/mq
carichi variabili	1000	kg/mq
totale	2237,5	kg/mq
luce di calcolo struttura soprastante	2,225	mt
Peso scaricato sul muro	$P_p =$	4978,438 kg
Momento scaricato sul muro	$MP_p =$	5538,512 kgm

CARICHI INDOTTI DALLA STRUTTURA SOPRASTANTE VERSO MONTE

carichi fissi		1300	kg/mq
carichi variabili		0	kg/mq
totale		1300	kg/mq
luce di calcolo struttura soprastante		1,225	mt
Peso scaricato sul muro	$P_{p2} =$	1592,5	kg
A favore di sicurezza non considero il momento scaricato sul muro			

DETERMINAZIONE SOLLECITAZIONI SUI PALI

lunghezza complessiva fondazione		2	m
sbordo pali rispetto agli estremi		0,3	m
lunghezza esclusi gli sbalzi		1,4	m
CALCOLO PESO TOTALE MURO			
parte rettangolare della parete	$P_1 =$	2812,5	kg
parte triangolare della parete	$P_2 =$	0	kg
solettone di base	$P_3 =$	2500	kg
rivestimento in pietra sp. cm.20	$P_4 =$	0	kg
cordolo sopra muro	$P_5 =$	675	kg
terreno sul solettone interno	$P_6 =$	0	kg
sovraccarico sul solettone interno	$P_7 =$	0,0	kg
CALCOLO DIST. FORZE E MOMENTI RISPETTO ALL'ESTREMO SINISTRO DELLA FONDAZIONE			
$dP_1 =$		0,225	
$dP_2 =$		0,45	
$bP_3 =$		1	
$dP_4 =$		0,55	
$dP_5 =$		0,225	
$dP_p =$		0,225	
$dP_{p2} =$		0,225	
$dMP_p =$		0,225	
$dM_s =$		0,225	
SOLLECITAZIONI SBALZO SINISTRO DELLA FONDAZIONE			
$M_{TOT\ SBALZO} =$		9206,072	kgm
$P_{TOT\ SBALZO} =$		10058,44	kgm
SOLLECITAZIONI SUI PALI (REAZIONI VINCOLARI)			
ESTREMO SINISTRO $R_A =$		4732,672	kg
ESTREMO DESTRO $R_B =$		7825,765	kg

SCHEMA TIPOLOGICO 2 – MURO H=2,50 – COMBINAZIONE 4

GEOMETRIA MURO DI SOSTEGNO

			VALORI CONSIGLIATI
altezza totale muro	$h =$	3 m	
sp muro in sommità	$a =$	0,45 m	
sp muro alla base	$b =$	0,45 m	$\approx 1/10 h$
altezza parete vert	$h_p =$	2,5 m	
lunghezza solettone di base	$s =$	2 m	$\approx 1/2 h$
lunghezza solettone interno	$s_i =$	0 m	$\approx 1/3 h$
lunghezza solettone esterno	$s_e =$	1,55 m	$\approx s - s_i - b$
altezza solettone	$h_s =$	0,5 m	$\approx b + 5\text{cm.}$
profondità muro	$l =$	1 m	(FASCIA DI 1m)

SOVRACCARICO STRADALE

tipo di mezzo =	betoniera a tre assi		
peso del mezzo =	35000	kg	
lunghezza mezzo =	8	m	
larghezza carreggiata =	3	m	
carico al mq di carr =	1458,333 kg/mq		
AZIONE DEL SOVRACCARICO SUL MURO			
$x =$	2,100623 m		
$P_{\text{SOVR}} =$	3063,408 kg		
corrispondente a	$h' =$	1,701893 m	di terreno

CALCOLO SPINTA SUL MURO E MOMENTO SPINGENTE

$K_a =$	0,27099	
$S =$	4685,479	kg
$y_0 =$	1,265764	m
$M_s =$	5930,708	kgm

NOTA: MISURATA DALLA BASE DELLA FONDAZIONE

CARICHI INDOTTI DALLA STRUTTURA SOPRASTANTE VERSO LAGO

carichi fissi	1237,5	kg/mq
carichi variabili	0	kg/mq
totale	1237,5	kg/mq
luce di calcolo struttura soprastante	2,225	mt
Peso scaricato sul muro	$P_p =$	2753,438 kg
Momento scaricato sul muro	$MP_p =$	3063,199 kgm

CARICHI INDOTTI DALLA STRUTTURA SOPRASTANTE VERSO MONTE

carichi fissi		1300	kg/mq
carichi variabili		1000	kg/mq
totale		2300	kg/mq
luce di calcolo struttura soprastante		1,225	mt
Peso scaricato sul muro	$P_{p2} =$	2817,5	kg
A favore di sicurezza non considero il momento scaricato sul muro			

DETERMINAZIONE SOLLECITAZIONI SUI PALI

lunghezza complessiva fondazione		2	m
sbordo pali rispetto agli estremi		0,3	m
lunghezza esclusi gli sbalzi		1,4	m
CALCOLO PESO TOTALE MURO			
parte rettangolare della parete	$P_1 =$	2812,5	kg
parte triangolare della parete	$P_2 =$	0	kg
solettone di base	$P_3 =$	2500	kg
rivestimento in pietra sp. cm.20	$P_4 =$	0	kg
cordolo sopra muro	$P_5 =$	675	kg
terreno sul solettone interno	$P_6 =$	0	kg
sovraccarico sul solettone interno	$P_7 =$	0,0	kg
CALCOLO DIST. FORZE E MOMENTI RISPETTO ALL'ESTREMO SINISTRO DELLA FONDAZIONE			
$dP_1 =$		0,225	
$dP_2 =$		0,45	
$bP_3 =$		1	
$dP_4 =$		0,55	
$dP_5 =$		0,225	
$dP_p =$		0,225	
$dP_{p2} =$		0,225	
$dMP_p =$		0,225	
$dM_S =$		0,225	
SOLLECITAZIONI SBALZO SINISTRO DELLA FONDAZIONE			
$M_{TOT\ SBALZO} =$		6955,759	kgm
$P_{TOT\ SBALZO} =$		9058,438	kgm
SOLLECITAZIONI SUI PALI (REAZIONI VINCOLARI)			
ESTREMO SINISTRO $R_A =$		5340,038	kg
ESTREMO DESTRO $R_B =$		6218,399	kg

SCHEMA TIPOLOGICO 1A- TABELLA RIEPILOGATIVA SOLLECITAZIONI SUI MICROPALI

COMBINAZIONE	LAGO [KG/ml]	MONTE [KG/ml]
1	9015	-1083
2	4419	-386
3	8347	-2115
4	5086	646
VALORE MASSIMO	9015	-2115

SCHEMA TIPOLOGICO 1B- TABELLA RIEPILOGATIVA SOLLECITAZIONI SUI MICROPALI

COMBINAZIONE	LAGO [KG/ml]	MONTE [KG/ml]
1	15774	-4302
2	8892	-2120
3	15107	-5334
4	9560	-1088
VALORE MASSIMO	15774	-5334

SCHEMA TIPOLOGICO 2 - TABELLA RIEPILOGATIVA SOLLECITAZIONI SUI MICROPALI

MURO H = M.2,00		
COMBINAZIONE	LAGO [KG/ml]	MONTE [KG/ml]
1	5934	7286
2	4721	5050
3	6131	5864
4	4524	6472
VALORE MASSIMO	6131	7286
MURO H = M.2,50		
COMBINAZIONE	LAGO [KG/ml]	MONTE [KG/ml]
1	7269	6154
2	6415	3918
3	7826	4732
4	6218	5340
VALORE MASSIMO	7826	6154
VALORE MASSIMO COMPLESSIVO	7826	7286

Si procede pertanto con la verifica dei micropali.

SCHEMA TIPOLOGICO 1A

Dalla tabella si ricava:

- micropali a MONTE: $N_{Sd\ SLE\ MAX\ MONTE} = -21,15\ \text{kN/ml}$;
- micropali a LAGO: $N_{Sd\ SLE\ MAX\ LAGO} = 90,15\ \text{kN/ml}$.

Noti:

- $i_{MICROPALI\ MONTE} = m.2,00$;
- $i_{MICROPALI\ LAGO} = m.1,50$;

si determina:

- $N_{Sd\ SLE\ MAX\ MONTE} = -21,15\ \text{kN/ml} \times m.2,00 = -42,30\ \text{kN}$;
- $N_{Sd\ SLE\ MAX\ LAGO} = 90,15\ \text{kN/ml} \times m.1,50 = 135,23\ \text{kN}$.

A tale valore si somma il peso del micropalo:

- $P_{ACCIAIO\ DIAM.\ MM.139,7\ SP.\ MM.8,4} = 0,26\ \text{kN/ml}$;
- $P_{CLS\ DIAM.\ MM.250} = 1,23\ \text{kN/ml}$;
- $P_{TOT} = 1,49\ \text{kN/ml}$;

considerando la lunghezza dei micropali di m.12,00 si determina:

- $P_{MICROPALO} = 1,49\ \text{kN/ml} \times m.12,00 = 17,88\ \text{kN}$.

Le massime sollecitazioni alle quali sono soggetti i micropali, comprensive del peso proprio, sono le seguenti:

- $N_{Sd\ SLE\ MAX\ MONTE} = -42,30\ \text{kN} + 17,88\ \text{kN} = -24,42\ \text{kN}$;
- $N_{Sd\ SLE\ MAX\ LAGO} = 135,23\ \text{kN} + 17,88\ \text{kN} = 153,11\ \text{kN}$.

SCHEMA TIPOLOGICO 1B

Dalla tabella si ricava:

- micropali a MONTE: $N_{Sd\ SLE\ MAX\ MONTE} = -53,34\ \text{kN/ml}$;
- micropali a LAGO: $N_{Sd\ SLE\ MAX\ LAGO} = 157,74\ \text{kN/ml}$.

Noti:

- $i_{MICROPALI\ MONTE} = m.0,80$;
- $i_{MICROPALI\ LAGO} = m.0,80$;

si determina:

- $N_{Sd\ SLE\ MAX\ MONTE} = -53,34\ \text{kN/ml} \times m.0,80 = -42,67\ \text{kN}$;
- $N_{Sd\ SLE\ MAX\ LAGO} = 157,74\ \text{kN/ml} \times m.0,80 = 126,19\ \text{kN}$.

A tale valore si somma il peso del micropalo:

- $P_{ACCIAIO\ DIAM.\ MM.139,7\ SP.\ MM.8,4} = 0,26\ \text{kN/ml}$;
- $P_{CLS\ DIAM.\ MM.250} = 1,23\ \text{kN/ml}$;
- $P_{TOT} = 1,49\ \text{kN/ml}$;

considerando la lunghezza dei micropali di m.12,00 si determina:

- $P_{MICROPALO} = 1,49\ \text{kN/ml} \times m.12,00 = 17,88\ \text{kN}$.

Le massime sollecitazioni alle quali sono soggetti i micropali, comprensive del peso proprio, sono le seguenti:

- $N_{Sd\ SLE\ MAX\ MONTE} = -42,67\ \text{kN} + 17,88\ \text{kN} = -24,79\ \text{kN}$;
- $N_{Sd\ SLE\ MAX\ LAGO} = 126,19\ \text{kN} + 17,88\ \text{kN} = 144,07\ \text{kN}$.

SCHEMA TIPOLOGICO 2

Dalla tabella si ricava:

- micropali a MONTE: $N_{Sd\ SLE\ MAX\ MONTE} = 72,86\text{ kN/ml}$;
- micropali a LAGO: $N_{Sd\ SLE\ MAX\ LAGO} = 78,26\text{ kN/ml}$.

Noti:

- $i_{MICROPALI\ MONTE} = m.2,00$;
- $i_{MICROPALI\ LAGO} = m.1,50$;

si determina:

- $N_{Sd\ SLE\ MAX\ MONTE} = 72,86\text{ kN/ml} \times m.2,00 = 145,72\text{ kN}$;
- $N_{Sd\ SLE\ MAX\ LAGO} = 78,26\text{ kN/ml} \times m.1,50 = 117,39\text{ kN}$.

A tale valore si somma il peso del micropalo:

- $P_{ACCIAIO\ DIAM.\ MM.139,7\ SP.\ MM.8,4} = 0,26\text{ kN/ml}$;
- $P_{CLS\ DIAM.\ MM.250} = 1,23\text{ kN/ml}$;
- $P_{TOT} = 1,49\text{ kN/ml}$;

considerando la lunghezza dei micropali di m.12,00 si determina:

- $P_{MICROPALO} = 1,49\text{ kN/ml} \times m.12,00 = 17,88\text{ kN}$.

Le massime sollecitazioni alle quali sono soggetti i micropali, comprensive del peso proprio, sono le seguenti:

- $N_{Sd\ SLE\ MAX\ MONTE} = 145,72\text{ kN} + 17,88\text{ kN} = 163,60\text{ kN}$;
- $N_{Sd\ SLE\ MAX\ LAGO} = 117,39\text{ kN} + 17,88\text{ kN} = 135,27\text{ kN}$.

Lovere, lì 01.10.2018

Il Tecnico
Dott. Ing. CATALINI DARIO



ANALISI SISMICA

INDICE

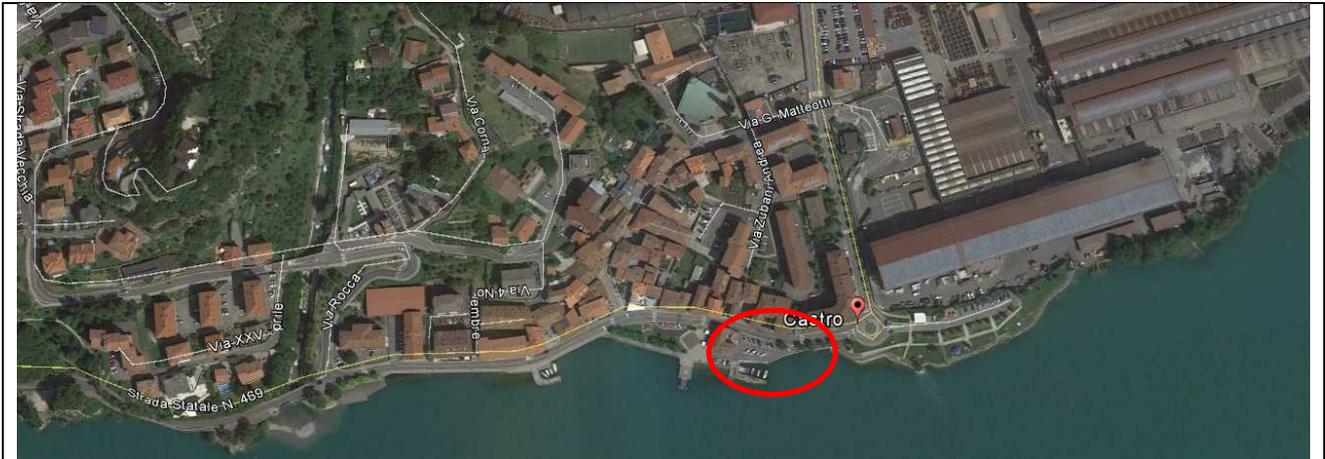
1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	1
2	DATI E CARATTERISTICHE DELL'OPERA	2
3	ESTRATTO ED INTEGRAZIONE DELLA RELAZIONE GEOTECNICA	3
4	MATERIALI DA COSTRUZIONE	4
5	VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E METODO DI CALCOLO	5
6	SOFTWARE DI CALCOLO UTILIZZATI NELLA PROGETTAZIONE	5
7	MODELLAZIONE, ANALISI DEI CARICHI E ANALISI SISMICA	5
7.1	Analisi e combinazione dei carichi	6
7.2	Analisi sismica	6
8	PREDIMENSIONAMENTO	7
9	CONCLUSIONI	7

1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- L. 05-11-71, n. 1086 – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- D.M. LL.PP. del 14-02-92 – “Norme Tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”.
- D.M. del 09-01-96 – “Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”.
- Circolare Ministeriale del 15-10-96 N°252 – Istruzioni per l'applicazione delle “Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche” di cui al D.M. 09-01-96.
- D.M. del 16-01-96 – Norme Tecniche relative ai “Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”.
- D.M. del 16-01-96 – “Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche”.
- Circolare Ministeriale del 10-04-97 N°65/AA.GG. – Istruzioni per l'applicazione delle “Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche” di cui al D.M. 16-01-96.
- L. 02-02-74, n. 64 – “Provvedimenti per costruzioni con particolari prescrizioni per zone sismiche”.
- D.M. LL. PP. E INT. 19-06-84 – “Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche”.
- D.M. LL. PP. 11-03-88 – “Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- Circolare Ministeriale del 24-07-88, n. 30483/STC.
- Legge 02-02-74 n. 64, art. 1 - D.M. 11-03-88 – “Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- UNI EN 1991 - “Eurocodice 1 - Basi di calcolo ed azioni sulle strutture”.
- UNI EN 1992 - “Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo”.
- UNI EN 1993 - “Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio”.
- UNI EN 1995 - “Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture in legno”.
- UNI EN 1996 - “Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture di muratura”.
- UNI EN 1997 - “Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica”.
- UNI EN 1998 - “Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica”.
- D.M. - gennaio 2008 - “Norme tecniche per le costruzioni”.
- CIRCOLARE MINISTERIALE del 2 febbraio 2009, n°617 – “Circolare delle Norme tecniche per le costruzioni”.
- D.M. - gennaio 2018 –Aggiornamento alle “Norme tecniche per le costruzioni”.

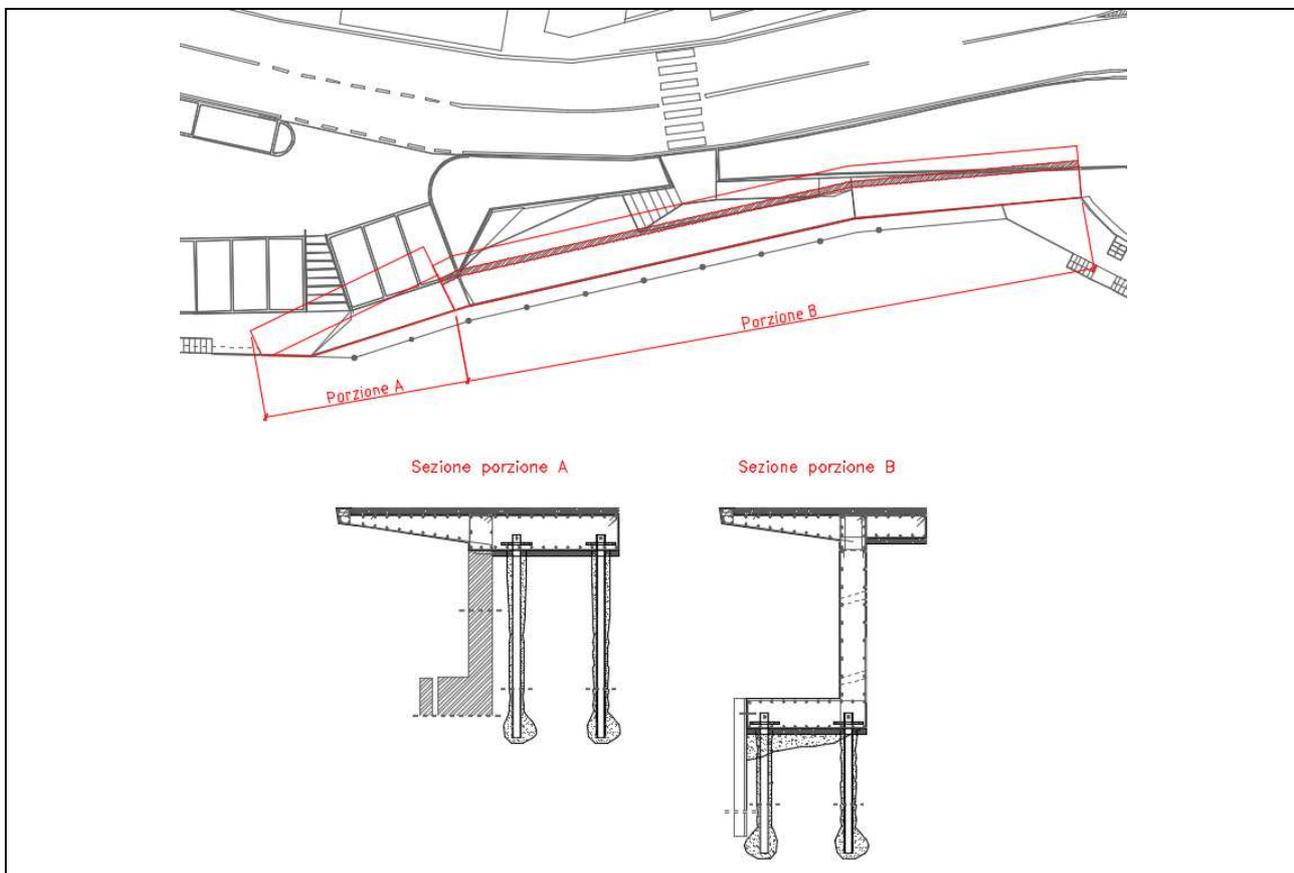
2 DATI E CARATTERISTICHE DELL'OPERA

Riqualificazione di un tratto di lungolago compreso tra piazza del Porto e la nuova "area feste".



Il progetto prevede la realizzazione di un tratto di passerella pedonale, strutturalmente composta da mensole in c.a., suddivise in due tipologie:

- Porzione A: mensola in c.a. con luce a sbalzo $L_{max}=2,20m$ e sostenuta da un bilancino costituito da platea in c.a. e micropali.
- Porzione B: mensola in c.a. poggiante su un muro contro-terra in c.a. sostenuto da micropali e parzialmente equilibrata da un bilancino in c.a.



3 ESTRATTO ED INTEGRAZIONE DELLA RELAZIONE GEOTECNICA

Caratteristiche meccaniche progettuali del terreno, tipo di fondazioni adottate e decisioni progettuali assunte dopo lo studio delle relazione sotto citate:

- Relazione geotecnica "R2" (rif. 6.2.2 D.M. 17/01/18) propedeutica al progetto di riqualifica del percorso pedonale lungolago di via Roma – Progetto definitivo - verifiche geotecniche dei sistemi di fondazione preliminari redatta dallo studio GEOLAB SRL

Caratteristiche e sismicità del sito

Caratteristiche e sismicità del sito	
Regione	Lombardia
Provincia	Bergamo
Comune	Castro
Zona sismica amministrativa	Zona sismica 3 (zona a bassa sismicità)
Posizione sito (WGS84)	Lat. 45.802156 - Long. 10.067069
Categoria del suolo	C
Categoria topografica	T2
Altezza sul livello del mare	190 m s.l.m.
Falda	Lavoro eseguito in prossimità del lago

Ricerca del sito

Ricerca per coordinate
 Ricerca per comune
 Isole

Longitudine:
 Latitudine:

Parametri interpolati

TR	ag	Fo	Tc*
30	0,034	2,456	0,201
50	0,043	2,472	0,219
72	0,051	2,452	0,233
101	0,059	2,472	0,249
140	0,068	2,459	0,259
201	0,079	2,457	0,266
475	0,110	2,458	0,280
975	0,142	2,487	0,289
2475	0,191	2,529	0,301

< 0.025 g
 0.025 - 0.050
 0.050 - 0.075
 0.075 - 0.100
 0.100 - 0.125
 0.125 - 0.150
 0.150 - 0.175
 0.175 - 0.200
 0.200 - 0.225
 0.225 - 0.250
 0.250 - 0.275
 0.275 - 0.300

Le sigle indicano note per le quali è necessaria una valutazione ad hoc.
 Elaborazione aprile 2004

0 50 100 150 km

Caratteristiche meccaniche del terreno

Massa Volumica γ [kN/m ³]	Densità relativa Dr (%)	Ang. di res al taglio φ' (°)	Coesione c' [kPa]	Modulo elastico Me [MPa]	K di Winkler K kg/cm ³
19	35	30	0	15	0.8(*)

Fondazioni

Fondazioni superficiali composte da platee in c.a. e fondazioni profonde composte da micropali (Si rimanda alla relazione geotecnica precedentemente citata).

Metodologia di calcolo della portanza del terreno

Secondo l'approccio normativo (paragrafo 6.2.4 NTC2018), le verifiche geotecniche devono essere condotte come segue (Metodo 1 o Metodo 2):

Metodo 1 – Combinazione 1: A1 + M1 + R1

Metodo 1 – Combinazione 2: A2 + M2 + R2

Metodo 2 – Combinazione 1: A1 + M1 + R3

Dove A1 e A2, M1 e M2, R1, R2 e R3 sono i coefficienti di sicurezza parziali definiti da normativa rispettivamente per i carichi agenti sulla sovrastruttura, i parametri caratteristici del terreno e la capacità portante/scorrimento delle fondazioni.

Per quanto riguarda le fondazioni superficiali (paragrafo 6.4.2 NTC2018) le verifiche devono essere condotte secondo il Metodo 2 – Combinazione 1: A1 + M1 + R3 in cui le azioni della sovrastruttura devono essere considerate con i normali coefficienti di sicurezza allo SLU (A1) e la resistenza del terreno M1 debba essere ridotta (R3 = 2,3).

Per le fondazioni profonde si rimanda alla relazione geotecnica precedentemente citata.

4 MATERIALI DA COSTRUZIONE**Calcestruzzo C25/30 – strutture**

Resistenza caratteristica	$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0,83 R_{ck} = 24,90 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di progetto	$f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \times 24,90 / 1,50 = 14,11 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità	$E_c = 30.440 \text{ N/mm}^2$

Armatura B450C ad aderenza migliorata

Tensione di snervamento caratteristico	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
--	-------------------------------

Tensione di snervamento di progetto	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391,30 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità	$E_s = 210.000 \text{ N/mm}^2$

Acciaio da carpenteria S275	
Tensione di rottura caratteristico	$f_{yu} = 430 \text{ N/mm}^2$
Tensione di snervamento caratteristico	$f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$
Tensione di snervamento di progetto	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 275/1,05 \text{ N/mm}^2 = 261,90 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità	$E_s = 210.000 \text{ N/mm}^2$

Bulloni classe 8.8 e saldatura	
Tensione di rottura bulloni	$f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$
Tensione di snervamento bulloni	$F_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente parziale di sicurezza bulloni	$\gamma_m = 1,25$
Resistenza di progetto saldatura S275	$f_{vw,d} = 233,70 \text{ N/mm}^2$

5 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E METODO DI CALCOLO

Le strutture in questione rientrano in una classe d'uso III con una vita nominale ≥ 70 anni.

Il dimensionamento e le verifiche strutturali saranno effettuate con il metodo semiprobabilistico agli stati limite. Le sollecitazioni teoriche di progetto saranno calcolate tramite un'analisi dinamica modale di tipo elastico - lineare, senza ridistribuzione di sollecitazioni, utilizzando i principi della scienza delle costruzioni.

Le analisi numeriche saranno svolte con l'ausilio di elaboratore elettronico.

6 SOFTWARE DI CALCOLO UTILIZZATI NELLA PROGETTAZIONE

- "Trave ad 1 campata" versione 5.4 - 24 settembre 2006 – Prof. Ing. Piero Gelfi
- "Trave continua" versione 7.4 - 11 ottobre 2009 – Prof. Ing. Piero Gelfi
- "Verifica C.A. S.L.U." versione 7.7 - 30 agosto 2011 – Prof. Ing. Piero Gelfi
- "Database Profilati" versione 7.7 – 21 aprile 2009 – Prof. Ing. Piero Gelfi
- "SIMQKE_GR" versione 2.3 - 18 novembre 2009 – Prof. Ing. Piero Gelfi
- "SISMICAD" versione 12.13 – Concrete s.r.l.

7 MODELLAZIONE, ANALISI DEI CARICHI E ANALISI SISMICA

La modellazione della struttura sarà effettuata con il programma ad elementi finiti "SISMICAD" versione 12.13. L'utilizzo di tale programma ha permesso di svolgere un'analisi dinamica modale sulla struttura e di verificare la

resistenza degli elementi strutturali sottoposti all'azione dei carichi statici e all'azione sismica. Il tutto è stato ulteriormente verificato tramite calcoli manuali.

7.1 Analisi e combinazione dei carichi

Impalcato		
Peso permanente strutturale	G1	In funzione dello spessore della soletta in c.a.
Peso permanente	G2	3,00 kN/mq
Variabile	Q	10,00 kN/mq

Combinazione di carico per carichi verticali					
Carichi	SLU	SLE rara	SLE quasi permanente	SLV	Durata del carico
G1	1,3	1	1	1	Permanente
G2	1,5	1	1	1	Permanente
Q	1,5	1	0,6	0,6	Media

7.2 Analisi sismica

Pericolosità sismica del sito, dati

Regione	Lombardia	
Provincia	Bergamo	
Comune	Castro	
Zona sismica amministrativa	Zona sismica 3 (zona a bassa sismicità)	
Posizione sito (WGS84)	Lat. 45.802156 - Long. 10.067069	
Categoria del suolo	C	
Categoria topografica	T2	
Vita nominale della costruzione	≥ 50 anni	paragrafo 2.4.1 NTC2018
Classe d'uso della costruzione	III paragrafo 2.4.2 NTC2018	
Coefficiente d'uso della costruzione	1,5	paragrafo 2.4.3 NTC2018
Periodo di riferimento	75 anni	
Classe di duttilità	Struttura non dissipativa	
Regolarità	Non regolare in pianta ed in altezza	
0 sismico	A quota 0	
Tipologia di struttura	Pendolo in c.a.	

Fattore di struttura per sisma X	q = 1,50 (a favore di sicurezza)
Fattore di struttura per sisma Y	q = 1,50 (a favore di sicurezza)
Analisi da svolgere	Statica dinamica lineare con metodo di Rits

8 PREDIMENSIONAMENTO

Si allega alla relazione in oggetto la tavola strutturale definitiva riportante la planimetria generale e le sezioni tipologiche di progetto ottenute dal pre-dimensionamento:

- Tavola STR1 - PROGETTO STRUTTURE - Planimetria di progetto e schemi tipologici

9 CONCLUSIONI

La presente relazione riguarda il progetto strutturale definitivo con oggetto la riqualificazione di un tratto di lungolago compreso tra piazza del Porto e la nuova "area feste".

Si riportano le principali indicazioni eseguite nel progetto definitivo e i metodi di calcolo e di verifica che si utilizzeranno nel progetto esecutivo, compreso di analisi sismica.

In allegato la tavola strutturale definitiva riportante la planimetria generale e le sezioni tipologiche di progetto ottenute dal pre-dimensionamento:

- Tavola STR1 - PROGETTO STRUTTURE - Planimetria di progetto e schemi tipologici

Lovere, lì 01.10.2018

IL TECNICO



ORDINE DEGLI INGEGNERI
DOTTORE
INGEGNERE
DARIO
CATALINI
ALBO N° 1157
PROVINCIA DI BERGAMO