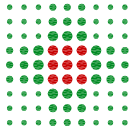


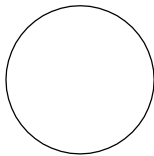
COMUNE DI BENTIVOGLIO



SERVIZIO SANITARIO REGIONALE
EMILIA-ROMAGNA
Azienda Unità Sanitaria Locale di Bologna
Dipartimento Tecnico Patrimoniale

Istituto delle Scienze Neurologiche
Istituto di Ricovero e Cura a Carattere Scientifico

N° PROGR.



CONSEGNA

VERIFICA/VALIDAZIONE/APPROVAZIONE

DATA E PROT.

DATA E PROT.

TIMBRI E FIRME DI ATTESTAZIONE DELLA VERIFICA/VALIDAZIONE

OSPEDALE DI BENTIVOGLIO NUOVO PRONTO SOCCORSO OPERE VIABILITA' ESTERNA PROGETTO ESECUTIVO

IDEAZIONE E SVILUPPO PROGETTO DEFINITIVO

Dipartimento Tecnico Patrimoniale Azienda USL di Bologna

SVILUPPO PROGETTAZIONE ESECUTIVA

PROGETTO ARCHITETTONICO

Ing. Fabio Penacchioni

PROGETTO STRUTTURALE

Ing. Fabio Penacchioni

PROGETTO IMPIANTI ELETTRICI

Ing. Davide Canarini

PROGETTO IMPIANTI MECCANICI

COORDINATORE SICUREZZA FASE PROGETTAZIONE

Ing. Franco Emiliani

COORDINATORE SICUREZZA FASE ESECUZIONE

PROPRIETA':
AZIENDA USL
DI BOLOGNA
DELEGATO CON DELIBERA
N. 275 del 26/10/2016

IL DIRETTORE DEL DIPARTIMENTO
TECNICO PATRIMONIALE
(Ing. Francesco Rainaldi)

DIRETTORE GENERALE
Dott. ssa Chiara Gibertoni

RESPONSABILE
UO Servizi Progettazione Edile
Ing. Franco Emiliani

RESPONSABILE PROCEDIMENTO
Ing. Francesco Rainaldi

PRESIDIO: **OSPEDALE DI BENTIVOGLIO**

INGEGNERIZZAZIONE BIM
Ing. Fabio Penacchioni
Geom. Daniele Dall'Olio

EDIFICIO: **NUOVO PRONTO SOCCORSO**

CODICE EDIFICIO
140

PIANO:

DIREZIONE LAVORI

ELABORATO:

RELAZIONE ILLUSTRATIVA GENERALE

CODICE PROG. ELAB. N.

PE EG.RI

SOSTITUISCE IL N.

SOSTITUITO DAL N.

ARCHIVIO USL N.:

DATA:
Novembre 2017

SCALA:

REFERENTE AMMINISTRATIVO:

AGGIORNAMENTI

ARCHIVIO N.:

FILE:

MOD01 PsqB01 ADT
Rev. 5.1 del 26/10/2016

1

3

2

4

Premessa

L'intervento in appalto riguarda la realizzazione delle opere preliminari di viabilità e fognature necessarie per la realizzazione del Nuovo Pronto Soccorso dell'Ospedale di Bentivoglio.

Descrizione dell'intervento

Il nuovo pronto soccorso di Bentivoglio si inserisce all'interno del Polo ospedaliero esistente in posizione adiacente al padiglione ad L sede dell'attuale pronto soccorso, del servizio di radiologia e di altri servizi accessori.

Al fine di garantire durante tutto l'arco dei lavori il corretto funzionamento dell'attuale camera calda di arrivo delle ambulanze, è necessario predisporre una viabilità che consenta di liberare l'area destinata in futuro al cantiere ma attualmente occupata dall'autorimessa delle ambulanze e da parte dei corselli carrabili di servizio.

In linea generale sono previsti i seguenti interventi:

1. Costruzione di un nuovo corsello a servizio delle ambulanze in uscita dalla camera calda esistente comprensivo delle opere di scavo, costituzione del cassonetto stradale, fondazione stradale e pacchetto di pavimentazione in conglomerato bituminoso
2. Realizzazione della rete di raccolta acque meteoriche proveniente dal nuovo corsello di cui al precedente punto 1
3. Regolamentazione delle reti interrate a servizio del polo sanitario interferenti con l'area di intervento
4. Realizzazione di una nuova vasca di collegamento collegata alle nuove reti di scarico
5. Demolizione della autorimessa ambulanze esistente e di una parte dei corselli di servizio con le relative opere di sostegno, avendo cura di mantenere sempre attiva la camera calda ambulanze adiacente.

Per garantire la continuità dell'attività sanitaria, i lavori saranno organizzati temporalmente su due fasi:

- Fase 1: costruzione del nuovo corsello ambulanze a servizio della camera calda, adiacente al parcheggio esistente con il quale si raccorda e collegato con la viabilità ospedaliera di accesso all'ospedale
- Fase 2: demolizione dell'autorimessa ambulanze e dei relativi corselli di servizio con opere di sostegno annesse. Tale fase sarà eseguita solo a seguito del completamento della fase 1

Maggiori dettagli sull'organizzazione delle fasi esecutive sono inseriti all'interno del Piano di Sicurezza e Coordinamento.

Si precisa che l'area risulta di recente collaudata dalle operazioni per la verifica di presenza di ordigni bellici e pertanto gli elaborati riportano informazioni che tengono conto di tale attività preliminare già eseguita.

Descrizione degli interventi di demolizione

Sono previsti i seguenti interventi di demolizione la cui organizzazione temporale è definita dalle fasi precedentemente descritte.

- Demolizione della pavimentazione stradale in conglomerato bituminoso e del relativo sottofondo in prossimità dell'autorimessa delle ambulanze e della fascia di parcheggio a margine dell'intervento.

- Demolizione della parete di cemento armato e della relativa fondazione di separazione tra il corselli ambulanze e parcheggio esistente
- Demolizione controllata della autorimessa ambulanze compreso la relativa fondazione interrata, avendo cura di mantenere in funzione sempre la adiacente camera calda.

Descrizione delle opere stradali

La nuova viabilità sarà costituita da un corsello di larghezza variabile in base alla sua localizzazione ed in particolare:

- Nel primo tratto ricompreso tra il parcheggio dell'ospedale e il futuro pronto soccorso, si realizzerà un tratto di larghezza 435cm; tale sezione risulta di fatto la prima parte di un corsello che sarà completato con i lavori del pronto soccorso e che a lavori ultimati risulterà di larghezza complessiva 740cm. Ciò comporta la formazione di pendenze trasversali non simmetriche in quanto l'asse stradale principale risulta disassato rispetto alle opere previste in questa fase.
- Il secondo tratto del corsello è invece costituito da una sezione completa di larghezza fino a 470cm con asse stradale al centro della carreggiata e pendenze trasversali simmetriche.
- Ove possibile in base alle zone di completamento future è prevista la costruzione di un cordolo di bordo di separazione con le aree verdi.
- Il pacchetto stradale tipico, di spessore medio totale pari a 65cm, prevede:
 - uno tessuto-non-tessuto di separazione tra il piano di sbancamento ed il cassonetto superiore
 - una fondazione in ghiaia in natura di spessore costante non inferiore a 30cm.
 - Uno strato di stabilizzato di spessore variabile a partire da un minimo di 8cm in asse strada con variazione al 2% per la formazione delle pendenze trasversali
 - Uno strato di base in conglomerato bituminoso a spessore costante
 - Uno strato di collegamento Binder in conglomerato bituminoso a spessore costante
 - Uno strato di usura in conglomerato bituminoso a spessore costante

La viabilità avrà un andamento altimetrico articolato per generare una serie di piani di raccordo necessari per collegarsi con i vari accessi del nuovo pronto soccorso e con i piani finiti dei vicini parcheggi o strade a cui è previsto di connettersi.

Nel tratto adiacente il padiglione ad L sarà realizzato un breve tratto di parete in cemento armato necessaria per regolamentare al meglio le scarpate di raccordo tra il nuovo piano viario e la soprastante aiuola, garantendo nel contempo il ricoprimento dei sotto-servizi. La reale necessità di tale parete sarà verificata in corso d'opera una volta aperti gli scavi.

Descrizione delle reti di scarico

Le problematiche da risolvere con il presente intervento sono le seguenti:

1. Intercettazione delle reti di scarico esistenti che interferiscono sia con la nuova viabilità, sia con il futuro nuovo pronto soccorso, garantendo contemporaneamente la continuità del servizio che il giusto recettore di scarico.
2. Realizzare una nuova rete di raccolta delle acque meteoriche a servizio della viabilità in progetto.
3. Prevedere gli allacciamenti necessari a completare le reti di scarico durante i lavori del nuovo pronto soccorso.

Per rispondere alle tre problematiche sopra descritte, saranno realizzate una nuova rete di raccolta acque meteoriche totalmente separata dai sistemi esistenti e diretta ad una nuova vasca di sollevamento; tale soluzione oltre a risolvere problemi di interferenze lungo i percorsi, permette di migliorare la sicurezza nei confronti degli eventi meteorici di forte intensità alleggerendo il carico idraulico della vasca esistente e

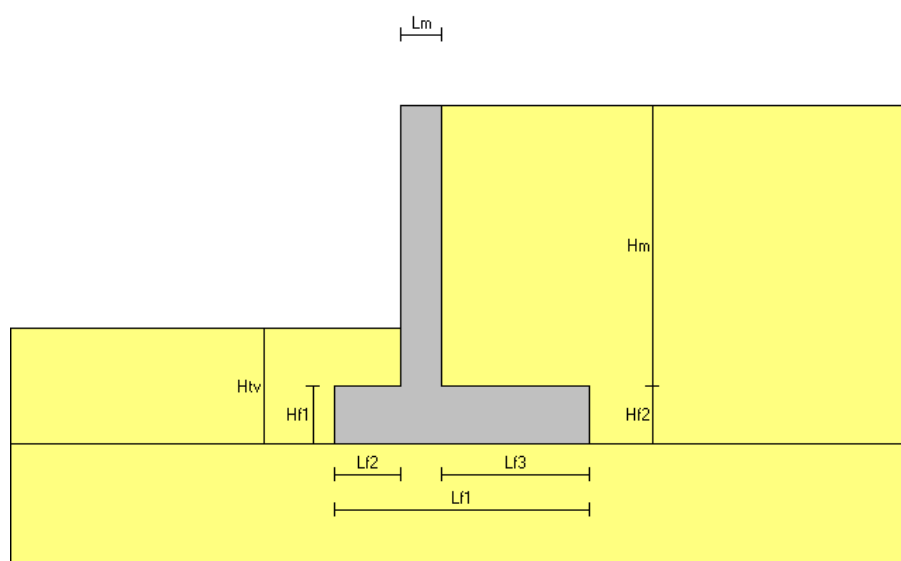
sovradimensionando il nuovo impianto di sollevamento per tener conto delle “bombe d’acque” secondo i dati disponibili nell’archivio idrografico regionale.

Le rete di acque nere intercettate saranno invece convogliate provvisoriamente su una linea esistente mediante una tubazione che sarà lasciata a vista e che sarà poi dismessa nelle successive fasi di intervento del nuovo pronto soccorso. Il tutto come meglio rappresentato sugli elaborati grafici di progetto.

Le fognature saranno realizzate con tubazioni PVC ricoperte con bauletto in calcestruzzo. All’interno dei pozzetti di ispezione saranno mantenute in continuità e rese ispezionabili attraverso apposito tappo da predisporre.

Verifiche Strutturali della parete contro terra in cemento armato

Relazione di verifica muro di sostegno secondo il D.M. 14/01/2008



Descrizione dell'opera

| | |
|-------------------------|-----------------------------|
| Tipo di opera: | muro in calcestruzzo armato |
| Tipo di sovrastruttura: | paramenti piani |
| Tipo di fondazione: | piana orizzontale |

Caratteristiche geometriche

Mensola in elevazione

| | | |
|--------------------------------|-------------|---------|
| Altezza paramento | $H_m =$ | 1.700 m |
| Spessore in sommità | $L_{m1} =$ | 0.250 m |
| Spessore alla base | $L_{mb} =$ | 0.250 m |
| Inclinazione paramento esterno | $\beta_e =$ | 0.00 ° |
| Inclinazione paramento interno | $\beta_i =$ | 0.00 ° |

Soletta di fondazione

| | | |
|------------|---------|---------|
| Estensione | $E_f =$ | 1.000 m |
|------------|---------|---------|

| | | |
|--------------------------------------|------------|---------|
| Lunghezza totale | $L_{f1} =$ | 1.550 m |
| Lunghezza mensola a valle | $L_{f2} =$ | 0.400 m |
| Altezza bordo libero mensola a valle | $H_{f1} =$ | 0.350 m |
| Lunghezza mensola a monte | $L_{f3} =$ | 0.900 m |
| Altezza bordo libero mensola a monte | $H_{f2} =$ | 0.350 m |
| Altezza rinterro mensola a valle | $H_{tv} =$ | 0.700 m |
| Inclinazione piano di fondazione | $\psi_f =$ | 0.00 ° |

Angolo di inclinazione terrapieno $\alpha =$ 0.00 °

Materiali utilizzati

Peso specifico del muro $\gamma_m =$ 2500 kg/m³

Caratteristiche calcestruzzo

| | | |
|--------------------------------------|------------|------------------------|
| Classe di resistenza | | C20/25 |
| Resistenza caratteristica | $R_{ck} =$ | 250 Kg/cm ² |
| Resistenza di calcolo a compressione | $f_{cd} =$ | 118 Kg/cm ² |

Caratteristiche armature

| | | |
|-----------------------|------------|-------------------------|
| Tipo acciaio | | B 450 C |
| Resistenza di calcolo | $f_{yd} =$ | 3913 Kg/cm ² |

Caratteristiche geotecniche dei terreni

Terreno a valle del muro

| | | |
|------------------------------|-----------------|------------------------|
| Peso specifico | $\gamma_{tv} =$ | 2050 kg/m ³ |
| Angolo di attrito | $\varphi_v =$ | 22.00 ° |
| Angolo di attrito terra-muro | $\delta_v =$ | 14.67 ° |
| Coesione | $c'_v =$ | 400 kg/m ² |

Terreno di fondazione del muro

| | | |
|-------------------|-----------------|------------------------|
| Peso specifico | $\gamma_{tf} =$ | 2150 kg/m ³ |
| Angolo di attrito | $\varphi_f =$ | 37.00 ° |
| Coesione | $c'_f =$ | 0 kg/m ² |

Terreno a monte del muro

| | | |
|----------------|-----------------|------------------------|
| Peso specifico | $\gamma_{tm} =$ | 2050 kg/m ³ |
|----------------|-----------------|------------------------|

| | | |
|---------------------------------------|-----------------|------------------------|
| Peso specifico saturo | $\gamma_{ts} =$ | 1100 kg/m ³ |
| Altezza falda dal piano di fondazione | $H_w =$ | -1.000 m |
| Angolo di attrito | $\varphi_m =$ | 22.00 ° |
| Angolo di attrito terra-muro | $\delta_m =$ | 14.67 ° |
| Coesione | $c'_m =$ | 400 kg/m ² |

Carichi applicati

Sovraccarichi di tipo permanente sul terreno

| | | |
|--|------------|---------------------|
| Uniforme a valle del muro | $g_{uv} =$ | 0 kg/m ² |
| Uniforme a monte del muro | $g_{um} =$ | 0 kg/m ² |
| Nastriforme a monte del muro | $g_{nm} =$ | 0 kg/m ² |
| Distanza nastriforme dal paramento interno | $d_{gn} =$ | 0.000 m |
| Larghezza del nastro | $l_{gn} =$ | 0.000 m |

Sovraccarichi di tipo variabile sul terreno

| | | |
|--|------------|---------------------|
| Uniforme a valle del muro | $q_{uv} =$ | 0 kg/m ² |
| Uniforme a monte del muro | $q_{um} =$ | 0 kg/m ² |
| Nastriforme a monte del muro | $q_{nm} =$ | 0 kg/m ² |
| Distanza nastriforme dal paramento interno | $d_{qn} =$ | 0.000 m |
| Larghezza del nastro | $l_{qn} =$ | 0.000 m |

Normativa

Le verifiche geotecniche e di resistenza vengono eseguite secondo i dettami del D.M. 14 gennaio 2008 adottando l'approccio progettuale 2, pertanto, vengono generate otto combinazioni di carico statiche:

- quattro di equilibrio di corpo rigido (EQU),
- quattro di tipo strutturale (STR),

ottenute permutando i coefficienti parziali per le azioni permanenti e per le azioni variabili. Vengono inoltre generate quattro combinazioni di carico sismiche variando i coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (M1 per le prime due ed M2 per le restanti) e variando la direzione della componente verticale dell'azione sismica (verso il basso e verso l'alto).

Parametri per la determinazione dei carichi derivanti da sisma

| | |
|---------------------|------------------|
| Località: | BENTIVOGLIO (BO) |
| Vita nominale | $V_N =$ 50 anni |
| Tipo di costruzione | tipo = 2 |
| Classe d'uso | $Cl_U =$ II |

| | | |
|--|---------------|----------|
| Coefficiente d'uso | $C_U =$ | 1.0 |
| Periodo di riferimento | $V_R =$ | 50 anni |
| Probabilità di superamento | $P_{Vr} =$ | 10% |
| Periodo di ritorno | $T_R =$ | 475 anni |
| Fattore di amplificazione spettrale massima | $F_o =$ | 2.5685 |
| Accelerazione orizzontale massima | $a_g =$ | 0.1614 g |
| Zona sismica | zona = | 3 |
| Categoria di sottosuolo | suolo = | C |
| Coefficiente di amplificazione stratigrafica | $S_S =$ | 1.45123 |
| Coefficienti di riduzione dell'accelerazione orizzontale massima | | |
| verifiche locali | $\beta_m^* =$ | 1.00000 |
| verifica di stabilità globale | $\beta_s =$ | 0.24000 |
| Categoria topografica | $C_T =$ | T1 |
| Coefficiente di amplificazione topografica | $S_T =$ | 1.00000 |
| Coefficienti sismici per le verifiche locali | | |
| orizzontale | $k_h =$ | 0.23426 |
| verticale | $k_v =$ | 0.11713 |
| Coefficienti sismici per le verifiche di stabilità globale | | |
| orizzontale | $k_h =$ | 0.05622 |
| verticale | $k_v =$ | 0.02811 |

* Il muro non è in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno.

Coefficienti parziali per le azioni

| Tipo CMB | γ_{Gmax} | γ_{Gmin} | γ_Q |
|----------|-----------------|-----------------|------------|
| STR (A1) | 1.30 | 1.00 | 1.50 |
| GEO (A2) | 1.00 | 1.00 | 1.30 |
| EQU | 1.10 | 0.90 | 1.50 |
| SIS | 1.00 | - | 0.60 |

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

| Tipo CMB | γ_ϕ | $\gamma_{c'}$ | γ_γ |
|----------|---------------|---------------|-----------------|
| (M1) | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| (M2) | 1.25 | 1.25 | 1.00 |

Coefficienti per la determinazione delle masse sismiche

| | | |
|--------------------|---------------|------|
| Carichi permanenti | $\gamma_G =$ | 1.00 |
| Carichi variabili | $\psi_{Ei} =$ | 0.60 |

Coefficienti parziali per le verifiche

| Verifica | (R ₁) | (R ₂) | (R ₃) |
|------------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| Capacità portante fondazione | 1.00 | 1.00 | 1.40 |
| Scorrimento | 1.00 | 1.00 | 1.10 |
| Stabilità globale | - | 1.10 | - |

Combinazioni

| CMB | Tipo | γ_G | γ_Q | γ_{E^*} | γ_ϕ | $\gamma_{c'}$ | γ_γ | R _{RIB} | R _{SCH} | R _{SCO} |
|-----|------|------------|------------|----------------|---------------|---------------|-----------------|------------------|------------------------|------------------------|
| 1 | EQU | 1.10 | 1.50 | 0.00 | 1.25 | 1.25 | 1.00 | 1 | - | - |
| 2 | EQU | 1.10 | 0.00 | 0.00 | 1.25 | 1.25 | 1.00 | 1 | - | - |
| 3 | EQU | 0.90 | 1.50 | 0.00 | 1.25 | 1.25 | 1.00 | 1 | - | - |
| 4 | EQU | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 1.25 | 1.25 | 1.00 | 1 | - | - |
| 5 | STR | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | - | 1.40 (R ₃) | 1.10 (R ₃) |
| 6 | STR | 1.30 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | - | 1.40 (R ₃) | 1.10 (R ₃) |
| 7 | STR | 1.00 | 1.50 | 0.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | - | 1.40 (R ₃) | 1.10 (R ₃) |
| 8 | STR | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | - | 1.40 (R ₃) | 1.10 (R ₃) |
| 9 | SIS | 1.00 | 0.60 | +1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | - | 1.40 (R ₃) | 1.10 (R ₃) |
| 10 | SIS | 1.00 | 0.60 | -1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | - | 1.40 (R ₃) | 1.10 (R ₃) |
| 11 | SIS | 1.00 | 0.60 | +1.00 | 1.25 | 1.25 | 1.00 | 1 | - | - |
| 12 | SIS | 1.00 | 0.60 | -1.00 | 1.25 | 1.25 | 1.00 | 1 | - | - |

* Il segno di γ_E indica la direzione della componente verticale dell'azione sismica: positivo \Downarrow e negativo \Uparrow .

Verifiche di stabilità dell'opera

Coefficienti di spinta del terreno di monte

Terreno in condizioni statiche (Coulomb)

| | | |
|---------------------------------|------------|--------|
| Spinta attiva (coefficienti M1) | $K_{AS} =$ | 0.4052 |
| Spinta attiva (coefficienti M2) | $K_{AS} =$ | 0.4683 |

Terreno in condizioni dinamiche (Mononobe-Okabe)

Componente verticale dell'azione sismica agente verso l'alto

| | | |
|---------------------------------|------------|--------|
| Spinta attiva (coefficienti M1) | $K_{AD} =$ | 0.7013 |
| Spinta attiva (coefficienti M2) | $K_{AD} =$ | 0.8494 |

Componente verticale dell'azione sismica agente verso il basso

Spinta attiva (coefficienti M1) $K_{AD} = 0.6133$

Spinta attiva (coefficienti M2) $K_{AD} = 0.7200$

Valori della spinta attiva del terreno di monte per metro di estensione del muro

Altezza di calcolo del terreno non immerso $H_{td} = 2.050 \text{ m}$

Altezza di calcolo del terreno immerso $H_{tw} = 0.000 \text{ m}$

Le spinte sono espresse in chilogrammi e le coordinate in metri.

| CMB | $S_{S,X}$ | $S_{S,Y}$ | Y_S | X_S | $S_{D,X}$ | $S_{D,Y}$ | Y_D | X_D | $S_{T,X}$ | $S_{T,Y}$ | Y_T | X_T |
|-----|-----------|-----------|-------|-------|-----------|-----------|-------|-------|-----------|-----------|-------|-------|
| 1 | 1297 | 340 | 0.531 | 0.650 | - | - | - | - | 1297 | 340 | 0.531 | 0.650 |
| 2 | 1297 | 340 | 0.531 | 0.650 | - | - | - | - | 1297 | 340 | 0.531 | 0.650 |
| 3 | 1061 | 278 | 0.531 | 0.650 | - | - | - | - | 1061 | 278 | 0.531 | 0.650 |
| 4 | 1061 | 278 | 0.531 | 0.650 | - | - | - | - | 1061 | 278 | 0.531 | 0.650 |
| 5 | 1079 | 282 | 0.479 | 0.650 | - | - | - | - | 1079 | 282 | 0.479 | 0.650 |
| 6 | 1079 | 282 | 0.479 | 0.650 | - | - | - | - | 1079 | 282 | 0.479 | 0.650 |
| 7 | 830 | 217 | 0.479 | 0.650 | - | - | - | - | 830 | 217 | 0.479 | 0.650 |
| 8 | 830 | 217 | 0.479 | 0.650 | - | - | - | - | 830 | 217 | 0.479 | 0.650 |
| 9 | 830 | 217 | 0.479 | 0.650 | 1167 | 305 | 1.025 | 0.650 | 1996 | 523 | 0.798 | 0.650 |
| 10 | 830 | 217 | 0.479 | 0.650 | 891 | 233 | 1.025 | 0.650 | 1721 | 451 | 0.762 | 0.650 |
| 11 | 1179 | 309 | 0.531 | 0.650 | 1401 | 367 | 1.025 | 0.650 | 2580 | 675 | 0.799 | 0.650 |
| 12 | 1179 | 309 | 0.531 | 0.650 | 1174 | 307 | 1.025 | 0.650 | 2353 | 616 | 0.778 | 0.650 |

Legenda

$S_{S,X}$, $S_{D,X}$, $S_{T,X}$ componente orizzontale della spinta statica , dinamica , totale del terreno

$S_{S,Y}$, $S_{D,Y}$, $S_{T,Y}$ componente verticale della spinta statica , dinamica , totale del terreno

Y_S , Y_D , Y_T ordinata del punto di applicazione della spinta statica , dinamica , totale

X_S , X_D , X_T ascissa del punto di applicazione della spinta statica , dinamica , totale

(le coordinate del punto di applicazione sono riferite al piede di valle della fondazione)

Forze d'inerzia per metro di estensione del muro

Componente orizzontale forza d'inerzia $F_{I,X} = 1301 \text{ kg}$

Ordinata del punto di applicazione della forza $Y_I = 0.950 \text{ m}$

Componente verticale forza d'inerzia $F_{I,Y} = \pm 651 \text{ kg}$

Ascissa del punto di applicazione della forza $X_I = 0.911 \text{ m}$

Verifica a ribaltamento (superata con successo)

Nell'eseguire la verifica si considerano positive le forze verticali dirette verso il basso, le forze orizzontali dirette verso monte e i momenti aventi senso orario: se il momento ribaltante risulta positivo (quindi stabilizzante) viene posto pari a zero. Vengono prese in considerazione le seguenti 6 combinazioni di carico: 1, 2, 3, 4, 11 e 12.

Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 12)

Il centro di rotazione coincide con il piede di valle della soletta di fondazione.

| Descrizione carico | Forza [kg] | Braccio [m] | Momento [kg•m] |
|--|------------|-------------|------------------|
| Peso del muro (P_M) | 2419 | 0.665 | 1608.906 |
| Peso del terreno a monte (P_{TM}) | 3136 | 1.100 | 3450.150 |
| Peso del terreno a valle (P_{TV}) | 287 | 0.200 | 57.400 |
| Componente verticale forza d'inerzia ($F_{I,Y}$) | -651 | 0.911 | -592.576 |
| Momento stabilizzante (M_{STAB}) | | | 4523.880 |
| Componente orizzontale spinta totale terreno ($S_{T,X}$) | -2353 | 0.778 | -1829.537 |
| Componente verticale spinta totale terreno ($S_{T,Y}$) | 616 | 0.650 | 400.395 |
| Componente orizzontale forza d'inerzia ($F_{I,X}$) | -1301 | 0.950 | -1236.007 |
| Momento ribaltante (M_{RIB}) | | | -2665.149 |

Coefficiente di sicurezza al ribaltamento

$$C_{RIB} = M_{STAB} / |M_{RIB}| = 1.69742$$

Verifica a schiacciamento (superata con successo)

Nell'eseguire la verifica vengono prese in considerazione le seguenti 6 combinazioni di carico: 5, 6, 7, 8, 9 e 10. Il coefficiente di sicurezza parziale di verifica è $R_3 = 1.40$.

Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 10)

| Descrizione carico (componente ortogonale al piano di fondazione) | Forza [kg] |
|---|-------------|
| Peso del muro (P_M) | 2419 |
| Peso del terreno a monte (P_{TM}) | 3136 |
| Peso del terreno a valle (P_{TV}) | 287 |
| Componente orizzontale forza d'inerzia ($F_{I,X}$) | 0 |
| Componente verticale forza d'inerzia ($F_{I,Y}$) | -651 |
| Componente orizzontale spinta totale terreno ($S_{T,X}$) | 0 |
| Componente verticale spinta totale terreno ($S_{T,Y}$) | 451 |
| Carico totale ortogonale al piano di fondazione (N_{TOT}) | 5642 |

Momento rispetto al piede di valle ($M_{TOT} = M_{STAB} + M_{RIB}$)

2269.670 kg•m

Distanza carico dal piede di valle ($d_N = M_{TOT} / N_{TOT}$) 0.402 m

Eccentricità del carico ($e_N = |L_{f1} / 2 - d_N|$) 0.373 m

(Il punto di applicazione del carico è **esterno** al terzo medio)

Compressione all'estremo di valle (σ_v) 9350 kg/m²

Compressione all'estremo di monte (σ_m) 0 kg/m²

Ampiezza della zona compressa (B_{comp}) 1.207 m

Compressione limite (σ_L) 83208 kg/m²

Coefficiente di sicurezza allo schiacciamento

$$C_{SCH} = (\sigma_L / R) / \sigma_{max} = 6.35641$$

Verifica a scorrimento (superata con successo)

Nell'eseguire la verifica vengono prese in considerazione le seguenti 6 combinazioni di carico: 5, 6, 7, 8, 9 e 10. Il coefficiente di sicurezza parziale di verifica è $R_3 = 1.10$ e il coefficiente di attrito per il terreno di fondazione è $f_t = \tan(\varphi_f) / \gamma_\phi = 0.75355$.

Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 10)

| Descrizione carico | Forza ortogonale [kg] | Forza tangenziale [kg] |
|--|-----------------------|------------------------|
| Peso del muro (P_M) | 2419 | 0 |
| Peso del terreno a monte (P_{TM}) | 3136 | 0 |
| Peso del terreno a valle (P_{TV}) | 287 | 0 |
| Componente orizzontale forza d'inerzia ($F_{I,X}$) | 0 | 1301 |
| Componente verticale forza d'inerzia ($F_{I,Y}$) | -651 | 0 |
| Componente orizzontale spinta totale terreno ($S_{T,X}$) | 0 | 1721 |
| Componente verticale spinta totale terreno ($S_{T,Y}$) | 451 | 0 |
| Carico totale ($\Sigma_\perp, \Sigma_\parallel$) | 5642 | 3022 |

Risultante forza di coesione ($F_c = \frac{2}{3} \cdot (c'_f / \gamma_{c'}) \cdot B \cdot \gamma_G$)

0

(dove $B = 1.550$ m è la distanza tra i piedi di valle e di monte della fondazione)

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$C_{SCO} = [(\Sigma_\perp \cdot f_t + F_c) / R] / \Sigma_\parallel = 1.27881$$

Verifica di stabilità globale (superata con successo)

Parametri di ricerca della superficie di rottura circolare

| | | |
|---|------------|----------|
| Metodo di ricerca | Janbu | |
| Numero di punti di generazione delle superfici | $N_{pg} =$ | 20 |
| Numero delle superfici generate per punto | $N_{sp} =$ | 100 |
| Lunghezza dei segmenti generati | $L_s =$ | 1.000 m |
| Distanza della zona di generazione delle superfici | $D_{zg} =$ | 2.000 m |
| Lunghezza della zona di generazione delle superfici | $L_{zg} =$ | 6.000 m |
| Distanza della zona di arrivo della superfici | $D_{za} =$ | 3.000 m |
| Lunghezza della zona di arrivo della superfici | $L_{za} =$ | 13.000 m |

Combinazioni

| CMB | Tipo | γ_G | γ_Q | γ_E^* | γ_ϕ | $\gamma_{c'}$ | γ_γ | R2 |
|-----|------|------------|------------|--------------|---------------|---------------|-----------------|------|
| 1 | GEO | 1.00 | 1.30 | 0.00 | 1.25 | 1.25 | 1.00 | 1.10 |
| 2 | GEO | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 1.25 | 1.25 | 1.00 | 1.10 |
| 3 | GEO | 1.00 | 1.30 | 0.00 | 1.25 | 1.25 | 1.00 | 1.10 |
| 4 | GEO | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 1.25 | 1.25 | 1.00 | 1.10 |
| 5 | SIS | 1.00 | 0.60 | +1.00 | 1.25 | 1.25 | 1.00 | 1.10 |
| 6 | SIS | 1.00 | 0.60 | -1.00 | 1.25 | 1.25 | 1.00 | 1.10 |

* Il segno di γ_E indica la direzione della componente verticale dell'azione sismica: positivo \Downarrow e negativo \Uparrow .

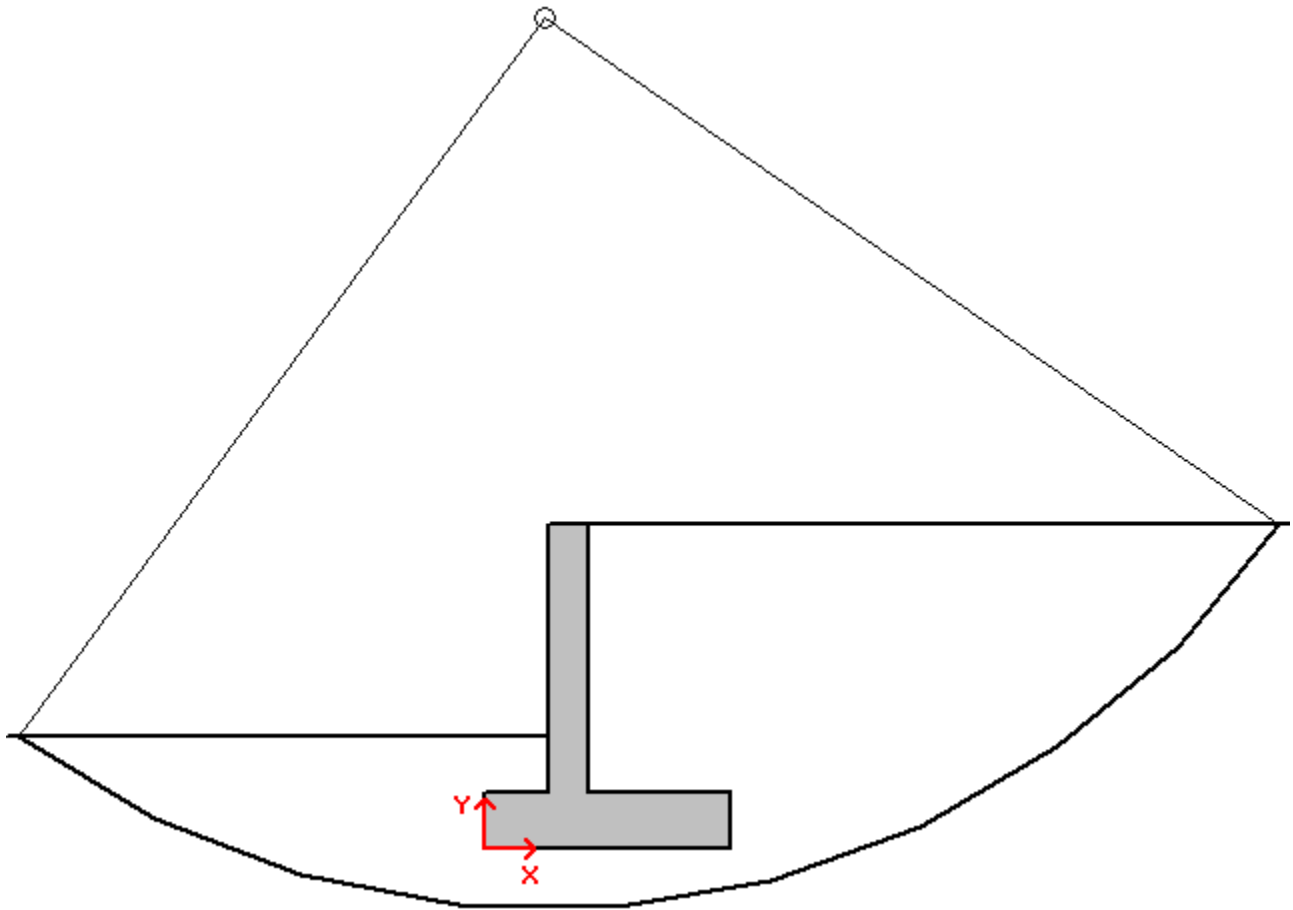
Caratteristiche geometriche superficie di rottura (Combinazione 6)

Il sistema di riferimento coincide con il piede di valle della fondazione: l'asse delle ascisse è orizzontale diretto

verso monte e l'asse delle ordinate è verticale diretto verso l'alto.

| | | |
|-----------------|------------|---------|
| Ascissa centro | $X_{cs} =$ | 0.379 m |
| Ordinata centro | $Y_{cs} =$ | 5.248 m |
| Raggio | $R_s =$ | 5.636 m |

Coefficiente di sicurezza alla stabilità globale **$C_{SG} = 2.16727$**



Verifica del dimensionamento delle pompe di sollevamento

Per il dimensionamento dell'impianto di sollevamento a servizio della nuova rete di scarico acque meteoriche, si è fatto riferimento ai dati reperibili sul sito del servizio idrologico regionale.

L'obiettivo, oltre a garantire la copertura delle portate legate alle piogge ordinarie anche di forte intensità, era anche di garantire l'assenza di rischio allagamento in caso di eventi eccezionali "bombe d'acqua".

I dati più penalizzanti che sono stati ricavati, riferiti al pluviometro di Mezzolara (il più vicino al sito di intervento) risultano essere:

- Precipitazione di massima intensità registrata nell'intervallo di un'ora: 38,0 mm (26/07/2014)
- Precipitazione di notevole intensità e breve durata: 35,8 mm in 30 minuti (26/07/2014)

L'analisi del dato evidenzia che si tratta in sostanza dello stesso fenomeno all'interno del quale la maggior parte della precipitazione si è concentrata nei primi 30 minuti. Pertanto su tale dato si è basata la verifica di dimensionamento.

Lo studio del progetto del nuovo ospedale di Bentivoglio, evidenzia per la nuova vasca di sollevamento un bacino di raccolta costituito sia da una porzione delle nuove coperture che dalle strade di nuova realizzazione. La superficie impermeabilizzata afferente a tale bacino è pari a circa 2.000 metri quadrati.

Pertanto, nell'ipotesi di calcolo riferita alla massima piovosità rapportata ad una durata di un'ora si ottengono i seguenti valori:

Calcolo della portata per metro quadrato all'ora

$$\frac{35,8 \text{ mm}/30 \text{ min.}}{30 \text{ min}} \times 60 \text{ min.} = 71,60 \text{ mm}/h = 0.0716 \text{ m}^3/h \cdot \text{m}^2$$

Calcolo della portata all'interno della vasca su base oraria

$$0.0716 \text{ m}^3/h \cdot \text{m}^2 \times 2.000 \text{ m}^2 = 143,20 \text{ m}^3$$

Il sistema di sollevamento previsto in progetto, consiste di n. 3 pompe ad immersione della portata singola pari a $50 \text{ m}^3/h$; di conseguenza la portata complessiva a disposizione in caso di funzionamento contemporaneo delle tre pompe è pari a $150 \text{ m}^3/h$ verificando pertanto il fabbisogno richiesto.

Si precisa che l'evento su cui è stato verificato il dimensionamento dell'impianto ha carattere eccezionale ed inoltre, a favore di sicurezza:

- Non si è tenuto conto del volume di invaso della vasca di sollevamento (circa 5.00 m^3)
- Non si sono tenuti in conto dei tempi di corrivazione
- Non si è tenuto in conto del volume di laminazione costituito dalle condotte fognare (circa 10 m^3)

Infine si evidenzia come rispetto al secondo valore più sfavorevole (precipitazione di massima intensità registrata nell'intervallo di un'ora: $38,0 \text{ mm}$), la portata all'interno della vasca risulterebbe circa la metà di quella calcolata in precedenza ($0.038 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times 2.000 \text{ m}^2 = 76 \text{ m}^3$) rendendo l'impianto sovradimensionato con ampio margine di sicurezza anche nel caso di guasto ad una pompa.

Un'ultima considerazione in merito alle portate delle condotte in arrivo ed in uscita. In considerazione del diametro, della pendenza e del materiale della tubazione (PVC), si può ricavare la portata in litri al secondo delle condotte diam. 400 mm in base alla formula di Gauckler-Strickler. Dal calcolo ne deriva una portata in entrata/uscita pari a 115 lt./sec. . La portata massima delle pompe da scheda tecnica risulta pari a $14 \times 3 = 42 \text{ lt./sec.}$; pertanto in fase di pompaggio la tubazione in uscita non sarà mai in pressione e la tubazione in entrata garantisce la portata massima prevista in caso di evento eccezionale.

Verifiche di galleggiabilità della vasca di sollevamento

Al fine di evitare il problema del galleggiamento della vasca di raccolta interrata a seguito della spinta idrostatica dell'acqua di falda, si è operata una verifica del dimensionamento della platea di base a cui ancorare il manufatto.

In condizioni di vasca secca, sulla base del dimensionamento di progetto del manufatto, si ottengono i seguenti volumi e pesi:

- | | | |
|-------------------------|--|--------------------------|
| • Vasca di base: | $(3.70 \times 1.80 \times 2.00) = 13,30 \text{ m}^3$ | Peso: 8.310 kg |
| • Prolunga vasca: | $(3.70 \times 1.80 \times 1.50) = 10,00 \text{ m}^3$ | Peso: 4.740 Kg |
| • Soletta di copertura: | $(3.70 \times 1.80 \times 0.20) = 1,33 \text{ m}^3$ | Peso: 3.310 Kg |

Pertanto a fronte di un volume complessivo di $24,63 \text{ m}^3$ il peso del manufatto escluso la platea di fondazione è pari a 16.360 Kg

Per evitare il galleggiamento, risulta necessario ottenere un peso specifico complessivo maggiore di 1.000 Kg/m^3 . La differenza di zavorra da realizzare è pari a:

$$(24,63 \text{ m}^3 \times 1.000 \text{ Kg/m}^3) - 16.360 \text{ Kg} = 7.640 \text{ Kg}$$

Si prevede di realizzare alla base della vasca una platea di appoggio avente funzione sia di ripartizione del carico che di ancoraggio.

Escludendo la verifica del carico in quanto la fondazione può considerarsi compensata, per la verifica di contro-bilanciamento alla spinta idrostatica, è stata prevista una lastra delle dimensioni di 2.60x4.50x0.50m avente volume pari a 5.85 m^3 e peso pari a $2.500 \text{ Kg/m}^3 \times 5.85 \text{ m}^3 = 14.625$

Considerando di vincolare saldamente la platea alla vasca si ottiene la seguente verifica:

Volume complessivo: $(24.63 + 5.85) = 30.48 \text{ m}^3$

Peso necessario per la verifica della spinta idrostatica: $30,48 \text{ m}^3 \times 1.000 \text{ Kg/m}^3 = 30.480 \text{ Kg}$

Peso complessivo dei due manufatti: $(14.625 + 16.360) = 30.985 > 30.480 \text{ Kg}$

Si ritiene pertanto verificato il rischio di galleggiabilità della vasca in assenza di acqua all'interno.

Sommario

Premessa 1

Descrizione dell'intervento..... 1

 Descrizione degli interventi di demolizione 1

 Descrizione delle opere stradali 2

 Descrizione delle reti di scarico 2

Verifiche Strutturali della parete contro terra in cemento armato 3

Verifica del dimensionamento delle pompe di sollevamento..... 12

Verifiche di galleggiabilità della vasca di sollevamento 13