

**MINISTERO  
DELLE INFRASTRUTTURE E DELLA MOBILITÀ SOSTENIBILI  
STRUTTURA TECNICA DI MISSIONE**



**COMUNE DI TORINO**



**METROPOLITANA AUTOMATICA DI TORINO  
LINEA 2 – TRATTA POLITECNICO – REBAUDENGO**

**PROGETTAZIONE DEFINITIVA  
Lotto Costruttivo 2: Bologna - Politecnico**

<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		 <span style="float: right;">INFRATRASPORTI S.r.l.</span>												
DIRETTORE PROGETTAZIONE Responsabile integrazione discipline specialistiche	IL PROGETTISTA													
Ing. R. Crova Ordine degli Ingegneri della Provincia di Torino n. 60385	Ing. F. Rizzo Ordine degli Ingegneri della Provincia di Torino n. 9337K	<b>PROGETTO STRUTTURALE – POZZI E MANUFATTI DI LINEA POZZO DI EMERGENZA MOLE RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE</b>												
		ELABORATO								REV.		SCALA	DATA	
BIM MANAGER Geom. L. D'Accardi		MT	L2	T1	A2	D	STR	EMO	R	001	0	1	-	16/11/2023

AGGIORNAMENTI

Fg. 1 di 1

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	VISTO
0	EMISSIONE	18/01/22	LFA	PDM	FRI	RCR
1	EMISSIONE FINALE A SEGUITO DI VERIFICA PREVENTIVA	16/11/23	FRI	FRI	FRI	RCR
-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-

<table border="1"> <tr> <td>LOTTO 2</td> <td>CARTELLA</td> <td>9.4.9</td> <td>1</td> <td>MTL2T1A2D</td> <td>STREMOR001</td> </tr> </table>						LOTTO 2	CARTELLA	9.4.9	1	MTL2T1A2D	STREMOR001	<p align="center"><b>STAZIONE APPALTANTE</b></p> <p align="center">DIRETTORE DI DIVISIONE INFRASTRUTTURE E MOBILITÀ Ing. R. Bertasio</p> <p align="center">RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. A. Strozzi</p>						
LOTTO 2	CARTELLA	9.4.9	1	MTL2T1A2D	STREMOR001													

**INDICE**

<b>1.</b>	<b>PREMESSA</b>	<b>4</b>
<b>2.</b>	<b>DOCUMENTI E NORMATIVE DI RIFERIMENTO</b>	<b>5</b>
<b>2.1</b>	<b>NORMATIVE DI RIFERIMENTO</b>	<b>5</b>
<b>2.2</b>	<b>PROGRAMMI DI CALCOLO</b>	<b>6</b>
<b>3.</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</b>	<b>7</b>
<b>3.1</b>	<b>CALCESTRUZZO PER MICROPALI/DIAFRAMMI: C25/30</b>	<b>7</b>
<b>3.2</b>	<b>MAGRONE: C12/15</b>	<b>7</b>
<b>3.3</b>	<b>SOLETTA DI FONDO/STRUTTURE INTERNE: C30/37</b>	<b>7</b>
<b>3.4</b>	<b>ACCIAIO DA CEMENTO ARMATO: B450C</b>	<b>8</b>
<b>3.5</b>	<b>ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA</b>	<b>8</b>
<b>3.6</b>	<b>COPRIFERRO MINIMO E COPRIFERRO NOMINALE</b>	<b>8</b>
<b>4.</b>	<b>DESCRIZIONE DELLE OPERE</b>	<b>10</b>
<b>5.</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA</b>	<b>12</b>
<b>5.1</b>	<b>CONTESTO GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO</b>	<b>12</b>
<b>5.2</b>	<b>PARAMETRI GEOTECNICI DI RIFERIMENTO</b>	<b>14</b>
<b>6.</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE SISMICA</b>	<b>15</b>
<b>6.1</b>	<b>VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI BASE</b>	<b>15</b>
<b>6.2</b>	<b>FATTORE DI AMPLIFICAZIONE DELLO SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO</b>	<b>16</b>
<b>6.3</b>	<b>CATEGORIA DI SOTTOSUOLO</b>	<b>16</b>
<b>6.4</b>	<b>VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO</b>	<b>17</b>
<b>7.</b>	<b>CRITERI DI CALCOLO DELLE OPERE</b>	<b>19</b>
<b>7.1</b>	<b>CENNI NORMATIVI</b>	<b>19</b>
<b>7.2</b>	<b>MODELLAZIONE NUMERICA</b>	<b>21</b>
<b>7.3</b>	<b>CARICHI APPLICATI ALLE STRUTTURE</b>	<b>22</b>
<b>8.</b>	<b>SEZIONE TRASVERSALE DEL POZZO</b>	<b>24</b>
<b>9.</b>	<b>SOLETTONE DI FONDO DEL POZZO</b>	<b>26</b>
<b>10.</b>	<b>RIVESTIMENTO DEFINITIVO DEL CUNICOLO DI COLLEGAMENTO DEL POZZO</b>	<b>33</b>

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo – Lotto Costruttivo 2 Bologna-Politecnico</b>
Pozzo di emergenza Mole – Relazione di calcolo strutture	01_MTL2T1A2DSTREMOR001-0-1

<b>11.</b>	<b>VERIFICA DELLA SCALA IN C.A.</b>	<b>44</b>
<b>11.1</b>	<b>MODELLAZIONE</b>	<b>44</b>
<b>11.2</b>	<b>VERIFICHE A FLESSIONE SLU</b>	<b>47</b>
<b>11.3</b>	<b>VERIFICA A TAGLIO</b>	<b>48</b>
<b>11.4</b>	<b>VERIFICHE IN ESERCIZIO</b>	<b>49</b>

## INDICE DELLE FIGURE

Figura 1.	Key-plan della Linea 2 – tratta funzionale 1: Politecnico-Rebaudengo	4
Figura 2.	Sezione trasversale del pozzo di emergenza Mole (EMO)	10
Figura 3.	Quadro strutturale tratto dal progetto CARG (Fonte: Forno M.G., 2012)	12
Figura 4.	Schematizzazione metodo di Wood	23
Figura 5.	Schema statico della sezione trasversale del pozzo	24
Figura 6.	Scala in c.a. – Vista unifilare del modello agli elementi finiti	44
Figura 7.	Scala in c.a. – Vista estrusa del modello agli elementi finiti	45
Figura 8.	Scala in c.a. - Sollecitazioni M11 [kNm-m]	45
Figura 9.	Scala in c.a. - Sollecitazioni M22 [kNm-m]	46
Figura 10.	Scala in c.a. - Sollecitazioni V13 (longitudinale) [kN-m]	46
Figura 11.	Scala in c.a. - Sollecitazioni V23 (trasversale) [kN-m]	47

## INDICE DELLE TABELLE

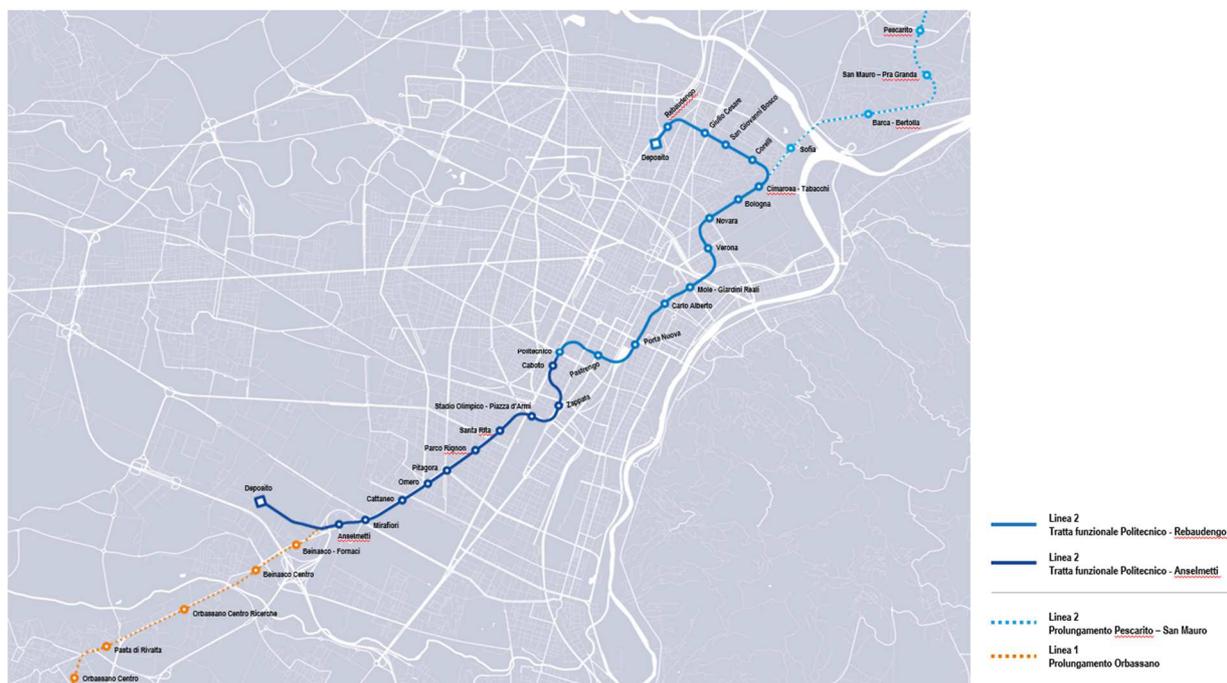
Tabella 1.	Parametri di resistenza e deformabilità per le unità geotecniche di riferimento	14
Tabella 2.	Sintesi dei parametri di pericolosità sismica di base	17
Tabella 3.	Sintesi delle azioni sismiche di progetto	18
Tabella 4.	Coefficienti parziali per le resistenze dei materiali naturali	20
Tabella 5.	Coefficienti parziali per le verifiche di opere di materiali sciolti	21
Tabella 6.	Calcolo del carico agente	25
Tabella 7.	Risultato della verifica	25
Tabella 8.	Sollecitazioni caratteristiche	26
Tabella 9.	Momento flettente di calcolo	27
Tabella 10.	Taglio di calcolo	27
Tabella 11.	Verifiche allo SLE	27
Tabella 12.	Verifiche a pressoflessione allo SLU	33
Tabella 13.	Verifiche a taglio allo SLU	33
Tabella 14.	Verifiche allo SLE	33



# 1. PREMESSA

La presente relazione si inserisce nell’ambito dell’affidamento dei servizi di ingegneria relativi alla Progettazione Definitiva della Tratta Politecnico-Rebaudengo della Linea 2 della Metropolitana, disciplinato dal Contratto tra la Città di Torino e la società Infratrasporti.TO s.r.l., ed ha per oggetto le fasi realizzative, le analisi strutturali e le verifiche relative alle opere definitive del pozzo di emergenza Mole “EMO” previsto alla PK 9+927.42.

Il tracciato urbano della Linea 2 della Metropolitana di Torino, si sviluppa per circa 14.50 km dal settore Nord/Est al settore Sud/Ovest della città di Torino e cioè dalla nuova stazione Rebaudengo del passante ferroviario, si inserisce nell’ex scalo ferroviario Vanchiglia, utilizzando la trincea tra le vie Gottardo e Sempione, percorre corso Regio Parco, attraversa il fiume Dora, i Giardini Reali, piazza castello, devia verso via Roma, interseca la linea 1 esistente nella stazione di Porta Nuova e, attraversando prima la stazione ferroviaria di Porta Nuova e successivamente corso Stati Uniti, devia su Corso Trento, percorre corso Duca degli Abruzzi per immettersi lungo corso Orbassano fino al cimitero parco (per maggiori dettagli si riporta nella figura seguente il key-plan della linea in questione).



**Figura 1. Key-plan della Linea 2 – tratta funzionale 1: Politecnico-Rebaudengo**

La prima tratta funzionale della Linea 2 della Metropolitana di Torino, inclusa tra le stazioni Rebaudengo e Politecnico, si colloca interamente nel territorio comunale di Torino, presenta una lunghezza di circa 9,7 km, e, procedendo da nord verso sud, si sviluppa a partire dalla stazione di corrispondenza con la stazione F.S. Rebaudengo-Fossata, proseguendo poi lungo la ex trincea ferroviaria posta tra via Gottardo e via Sempione. Il tracciato, a partire dalla fermata Corelli passa lungo via Bologna, al fine di servire meglio gli insediamenti dell’area interessata esistenti e futuri con le fermate intermedie Cimarosa-Tabacchi, Bologna e Novara. Dopo la fermata Novara, il tracciato si allontana dall’asse di Via Bologna mediante una curva in direzione sud-est e si immette

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo – Lotto Costruttivo 2 Bologna-Politecnico</b>
Pozzo di emergenza Mole – Relazione di calcolo strutture	01_MTL2T1A2DSTREMOR001-0-1

sotto l'asse di Corso Verona fino alla Stazione Verona ubicata in Largo Verona. Dopo la fermata Verona, sotto attraversato il fiume Dora e Corso Regina Margherita, la linea entra nel centro storico della città con le fermate Mole/Giardini Reali e Carlo Alberto, portandosi poi in corrispondenza di via Lagrange, sino ad arrivare alla stazione Porta Nuova, posta lungo via Nizza, che sarà di corrispondenza sia con la linea F.S. che con la Linea 1 della metropolitana di Torino.

Dalla fermata Porta Nuova il tracciato prosegue lungo l'allineamento di via Pastrengo, per poi portarsi su corso Duca degli Abruzzi fino alla fermata Politecnico.

La tratta funzionale è costituita dalle seguenti opere:

- 13 stazioni sotterranee;
- 12 pozzi intertratta aventi funzione di ventilazione, uscita di emergenza ed accesso dei soccorsi
- La galleria di linea costituita da:
  - o Un tratto in galleria naturale realizzato con scavo tradizionale per una lunghezza di 135m circa, che va dal manufatto di retrostazione Rebaudengo alla Stazione Rebaudengo;
  - o Un tratto in galleria artificiale in Cut&Cover ad uno o due livelli, per una lunghezza complessiva di circa 3,0km che collega le stazioni Rebaudengo, Giulio Cesare, San Giovanni Bosco, Corelli, Cimarosa/Tabacchi, Bologna fino al manufatto in retrostazione Bologna che include anche il pozzo Novara;
  - o Un tratto in galleria naturale realizzato con scavo meccanizzato mediante una TBM (Tunnel Borin Machine) avente diametro di circa 10,00m, che scaverà la galleria di linea dal manufatto in retrostazione Bologna fino al tronchino in retrostazione Politecnico per una lunghezza complessiva di circa 5,6km;
- Un pozzo terminale di fine tratta funzionale per l'estrazione della TBM, posto all'estremità del tronchino in retrostazione Politecnico;
- Il manufatto in retrostazione Rebaudengo, avente la funzione di deposito-officina, per la manutenzione ordinaria programmata sui treni, oltre che il parcheggio di 7 treni in stalli predisposti e complessivamente di 10 treni a fine servizio;
- La predisposizione per la realizzazione del manufatto di bivio nella diramazione nord verso San Mauro Torinese.

Nella presente relazione saranno trattati i seguenti argomenti:

- documenti e normative di riferimento per la progettazione definitiva delle opere;
- descrizione delle opere e delle caratteristiche dei materiali impiegati per la realizzazione;
- descrizione del contesto geologico, idrogeologico e caratterizzazione geotecnica;
- caratterizzazione sismica dell'area di riferimento;
- criteri di calcolo delle opere, dimensionamento e verifica delle stesse.

## 2. DOCUMENTI E NORMATIVE DI RIFERIMENTO

### 2.1 Normative di riferimento

La progettazione definitiva delle opere sarà condotta in accordo alle seguenti norme:

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo – Lotto Costruttivo 2 Bologna-Politecnico</b>
Pozzo di emergenza Mole – Relazione di calcolo strutture	01_MTL2T1A2DSTREMOR001-0-1

- [1] Legge n. 1086 del 05/11/1971: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".
- [2] DM 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le costruzioni" - NTC2018 - (GU n.42 del 20/02/2018).
- [3] Circolare esplicativa del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 21 gennaio 2019, n.7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni, di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018" (GU Serie Generale n.35 del 11-02-2019 - Suppl. Ordinario n. 5).
- [4] UNI EN 206:2016, "Calcestruzzo – Parte 1: specificazione, prestazione, produzione e conformità".
- [5] UNI 11104-2016, "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità – Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206".
- [6] Stucchi M., et al., 2004 - Pericolosità sismica di riferimento per il territorio nazionale MPS04. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. (<https://doi.org/10.13127/sh/mps04/ag>).
- [7] Azioni sismiche - Spettri di risposta ver.1.03 (Software sperimentale disponibile dal sito del CSLLPP, <http://cslp.mit.gov.it>).
- [8] Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo
- [9] Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica
- [10] Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

## 2.2 Programmi di calcolo

Per il dimensionamento delle paratie/diaframmi:

- Plaxis 2D Connect Edition V21 Update 1 – Bentley
- PresFle v5.33 - Concrete

Per le analisi di stabilità:

- Plaxis 2D Connect Edition V21 Update 1 – Bentley

Per il dimensionamento delle opere interne:

- Sismicad della Concrete S.r.l.
- Sap2000 Advanced

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo – Lotto Costruttivo 2 Bologna-Politecnico</b>
Pozzo di emergenza Mole – Relazione di calcolo strutture	01_MTL2T1A2DSTREMOR001-0-1

### 3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

#### 3.1 Calcestruzzo per micropali/diaframmi: C25/30

Classe di esposizione:	XC2
Classe di consistenza:	S3
Dosaggio minimo cemento:	300Kg/m <sup>3</sup>
Diametro massimo aggregati:	25mm
Resistenza caratteristica a compressione:	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 24.90 \text{ MPa}$
Resistenza media a compressione:	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32.90 \text{ MPa}$
Modulo Elastico:	$E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 31447.16 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo a compressione:	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 = 14.11 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione media:	$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.55 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione:	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.79 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione di calcolo:	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.19 \text{ MPa}$

#### 3.2 Magrone: C12/15

Classe di esposizione:	X0
------------------------	----

#### 3.3 Soletta di fondo/strutture interne: C30/37

Classe di esposizione:	XC2
Classe di consistenza:	S3
Dosaggio minimo cemento:	300Kg/m <sup>3</sup>
Diametro massimo aggregati:	25mm
Resistenza caratteristica a compressione:	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 30.71 \text{ MPa}$
Resistenza media a compressione:	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 38.71 \text{ MPa}$
Modulo Elastico:	$E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 33019.43 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo a compressione:	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 = 17.40 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione media:	$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.94 \text{ MPa}$

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo – Lotto Costruttivo 2 Bologna-Politecnico</b>
Pozzo di emergenza Mole – Relazione di calcolo strutture	01_MTL2T1A2DSTREMOR001-0-1

Resistenza a trazione:  $f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} = 2.03 \text{ MPa}$

Resistenza a trazione di calcolo:  $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.35 \text{ MPa}$

### 3.4 Acciaio da cemento armato: B450C

Tensione di rottura caratteristica  $f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$

Tensione di snervamento caratteristica  $f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$

Tensione di snervamento di calcolo  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = f_{yk} / 1.15 = 391.3 \text{ MPa}$

Allungamento caratteristico  $\geq 7.5\%$

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

### 3.5 Acciaio da carpenteria metallica

Tubi:

Acciaio S355J0

Tensione di rottura caratteristica  $f_{tk} \geq 510 \text{ MPa}$

Tensione di snervamento caratteristica  $f_{yk} \geq 355 \text{ MPa}$

Profili e piastre:

Acciaio S355J0

Tensione di rottura caratteristica  $f_{tk} \geq 510 \text{ MPa}$

Tensione di snervamento caratteristica  $f_{yk} \geq 355 \text{ MPa}$

### 3.6 Copriferro minimo e copriferro nominale

Al fine di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro viene calcolato secondo le prescrizioni dell'Eurocodice 2 (UNI EN 1992-1-1, §4.4.1): il copriferro nominale è definito come il copriferro minimo ( $c_{min}$ ) più un margine di progetto per gli scostamenti  $\Delta C_{dev}$ :

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev}$$

Il copriferro minimo ( $c_{min}$ ) è pari a:

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo – Lotto Costruttivo 2 Bologna-Politecnico</b>
Pozzo di emergenza Mole – Relazione di calcolo strutture	01_MTL2T1A2DSTREMOR001-0-1

$$c_{min} = \max (c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm})$$

in cui:

- $c_{min,b}$  è il copriferro minimo dovuto al requisito di aderenza e vale 20 mm (diametro massimo delle barre isolate);
- $c_{min,dur}$  è il copriferro minimo dovuto alle condizioni ambientali (30 mm);
- $\Delta c_{dur,\gamma}$  riduzione del copriferro per margine di sicurezza (0 mm);
- $\Delta c_{dur,st}$  riduzione del copriferro per utilizzo di acciaio inossidabile (0 mm);
- $\Delta c_{dur,add}$  riduzione del copriferro per utilizzo di protezione aggiuntiva (0 mm).

Pertanto, si ha  $c_{min} = 45$  mm. Nel caso in esame, sarà adottato un copriferro nominale pari a 50 mm per tutte le opere interne e 75 mm per i diaframmi.



## 4. DESCRIZIONE DELLE OPERE

Il pozzo di emergenza oggetto di studio della presente relazione tecnica e di calcolo, si sviluppa per una profondità circa 37 m. L'opera è composta dal pozzo circolare avente diametro interno pari 10.50m, diametro esterno pari a 12.10m e diametro di scavo pari a 12.80m, e dal cunicolo che collegherà la galleria di linea con lo stesso pozzo. Si riporta nella figura seguente una sezione trasversale rappresentativa dell'opera.

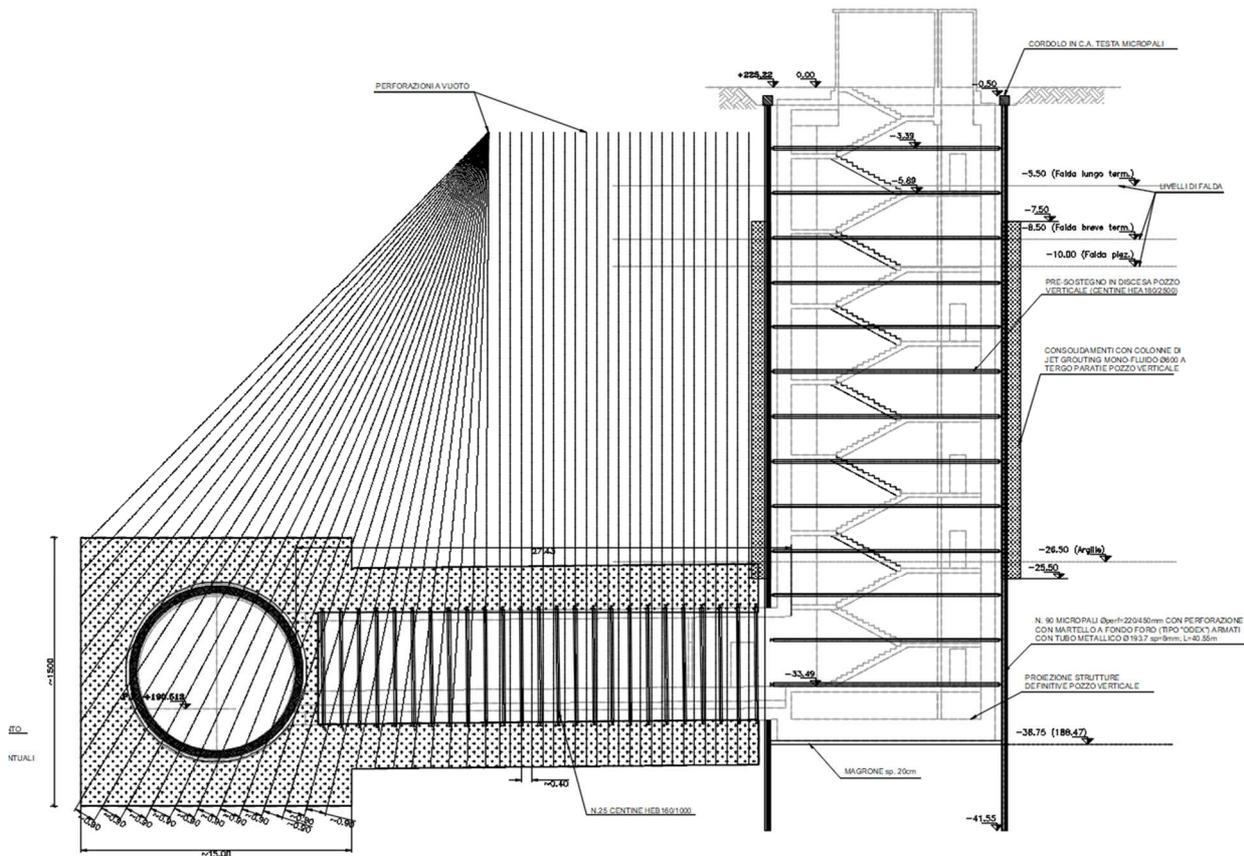


Figura 2. Sezione trasversale del pozzo di emergenza Mole (EMO)

Il pozzo verrà realizzato attraverso la tecnologia esecutiva di tipo bottom-up, caratterizzata da uno scavo sostenuto da paratia di micropali e puntelli in carpenteria metallica. In particolare, le fasi realizzative prevedono:

- Delimitazione area di cantiere e deviazione della viabilità esistente;
- deviazioni pubblici servizi/sottoservizi;
- bonifica bellica superficiale e profonda;
- rimozione pavimentazione ed esecuzione dello scotico con eliminazione del terreno vegetale per uno spessore di circa 50 cm;
- esecuzione di micropali  $\phi 220/450\text{mm}$  con perforazione con martello a fondo foro (tipo "Odex") armati con tubo metallico  $\phi 193.7\text{mm}$  sp=8mm;



- realizzazione del cordolo di irrigidimento in testa ai micropali, in conglomerato cementizio armato (dimensione cordolo 50x50cm - C30/37, incidenza armatura = 100 kg/m<sup>3</sup>);
- realizzazione consolidamenti (sub-verticali) in jet grouting per un volume che copra una distanza pari a 2,50 m dallo sviluppo esterno delle superfici di scavo della galleria TBM e del tronchino di raccordo;
- realizzazione di doppia coronella di colonne in jet grouting all'esterno dei micropali relativi al pozzo verticale, da immergere per almeno 1,0m nello strato argilloso;
- installazione primo ordine di puntoni provvisori di contrasto;
- scavo del pozzo, per ribassi successivi fino a quota fondo scavo e contestuale con posa in opera centine HEA180/2500 (passo di 2,50m, uno strato di calcestruzzo proiettato C25/30 spessore medio 15cm armato con rete metallica elettrosaldata  $\varnothing$  8 maglia 20x20cm);
- posa del dispersore di terra e disposizione di riprese verticali laterali per successiva risalita dei cavi elettrici di messa a terra verticali, posa dello strato di magrone sul fondo scavo e installazione del sistema di impermeabilizzazione della soletta di fondo risvoltato sulle pareti di almeno 1,50m, per la successiva sovrapposizione;
- getto della soletta di fondo lasciando i ferri di ripresa per la successiva realizzazione delle fodere e dei setti interni;
- passaggio galleria TBM;
- nell'area di impronta del tronchino, rimozione delle centine, demolizione dello spritz e taglio della porzione di micropali;
- scavo del tronco di collegamento per sfondi successivi con installazione di centine metalliche, rete elettrosaldata e strato di cls proiettato;
- inserimento di un telaio costituito da profili formati a freddo a sostegno dei conci a guida del taglio degli stessi per l'apertura del cunicolo di collegamento con la galleria di linea;
- all'interno della galleria in TBM, inserimento di una struttura metallica provvisoria di supporto dei conci in corrispondenza dell'imbocco del tronchino di collegamento;
- taglio a diamante dei conci di galleria per l'apertura del cunicolo di collegamento con la galleria di linea;
- posa in opera del manto impermeabilizzante su tutto il perimetro di scavo del tronco di collegamento cunicolo con la galleria di linea;
- realizzazione del telaio definitivo di rinforzo all'innesto del cunicolo verso la galleria di linea e getto del rivestimento definitivo in c.a. del tronco di collegamento;
- ad avvenuta maturazione del c.a. delle strutture precedentemente realizzate, rimozione della struttura metallica provvisoria di supporto dei conci;
- posa in opera del manto di impermeabilizzazione su tutto il perimetro di scavo del pozzo
- armatura e getto delle pareti di rivestimento definitivo del pozzo in c.a. (compreso il getto del cls di sacrificio C30/37 per correzione di eventuali errori di verticalità dei micropali) e opere interne;
- demolizione cordoli testa micropali;
- realizzazione copertura scala di emergenza e accesso VVF;
- posa in opera del sistema di impermeabilizzazione e dei relativi massetti di protezione all'estradosso della soletta di copertura;
- eventuale ripristino sottoservizi;
- rinterro fino alla quota di posa della pavimentazione prevista in progetto;
- posa in opera della pavimentazione prevista in progetto e degli arredi e ripristino viabilità.



## 5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

### 5.1 Contesto geologico e idrogeologico

L'area lungo la quale si realizzerà la linea 2 della Metropolitana di Torino si ubica nella cosiddetta "pianura piemontese settentrionale" delimitata a Nord-Ovest dalle Alpi e verso Sud-Est dai rilievi collinari della Collina di Torino e del Monferrato. Tale struttura è caratterizzata da una potente serie di età pliocenico superiore – olocenica formata dagli apporti successivi di due ampi conoidi fluvio-glaciali appartenenti al fiume Dora Riparia e torrente Stura di Lanzo. All'interno dei depositi fluvio-glaciali, si rinvengono termini litologici legati ai litotipi del bacino idrografico di alimentazione, per esempio serpentiniti e ultrabasiti del Massiccio Ultrabasico di Lanzo, gneiss e quarziti del Complesso del Dora Maira. I materiali di natura continentale sono sovrapposti ad una serie marina pliocenica composta da depositi sabbiosi, sabbioso-limosi fino a totalmente limosi. Ad ulteriore profondità si rinvengono formazioni marine di età terziaria di natura prevalentemente marnosa ed arenaceo-conglomeratica costituenti la Collina di Torino. Come si può osservare dalla figura sottostante, il fianco occidentale della Collina di Torino, con struttura anticlinale con asse circa NE-SW, si immerge al di sotto dei depositi quaternari della pianura.

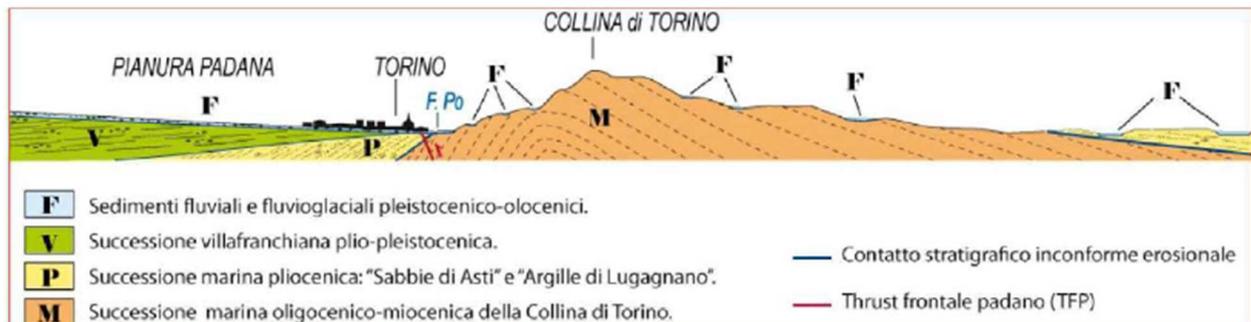


Figura 3. Quadro strutturale tratto dal progetto CARG (Fonte: Forno M.G., 2012)

I terreni presenti in superficie appartengono quindi all'ambiente continentale e risalgono al periodo Pleistocenico (Era Quaternaria); tali depositi sono formati in prevalenza da materiali ghiaiosi, sabbiosi e limosi all'interno dei quali si rinvengono localmente ciottoli silicatici, silicei e calcarei. I ciottoli possono avere dimensioni molto variabili (fino a pluridecimetriche, in media di 10-30 cm), e generalmente sono composti da quarziti, gneiss, serpentiniti e metagabbri. A minori profondità si possono incontrare lenti limoso-argillose attribuibili al fiume Po. La caratteristica principale dei depositi pleistocenici di origine fluvio-glaciale è la presenza in forma discontinua e localizzata, di orizzonti e livelli con grado di cementazione (e/o addensamento) variabile. I livelli conglomeratici, dotati di maggior cementazione, sono caratteristici del sottosuolo di Torino e sono conosciuti con il nome di "puddinghe". I depositi fluvio-glaciali possono presentare caratteristiche notevolmente variabili in termini di resistenza e deformabilità geotecnica in funzione del grado di cementazione ma anche dal punto di vista granulometrico.

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo – Lotto Costruttivo 2 Bologna-Politecnico</b>
Pozzo di emergenza Mole – Relazione di calcolo strutture	01_MTL2T1A2DSTREMOR001-0-1

A maggiori profondità, al di sotto dei depositi del Quaternario, si possono riscontrare i seguenti materiali geologici, dipendendo dalla zona della città in considerazione:

- depositi lacustri e fluviolacustri del Villafranchiano (Pleistocene inferiore-Pliocene superiore) che possono essere di due differenti tipologie:
  - materiale di ambiente lacustre-palustre, caratterizzati da una granulometria predominante fine e costituiti da alternanza di limi e argille;
  - materiali di ambiente fluviale, più grossolani e rappresentati da livelli sabbioso-ghiaiosi;
- la successione marina Pliocenica (composta da limi argillosi, limi sabbiosi e sabbie grigio-azzurre con fossili);
- la successione marina Oligo-Miocenica della Collina di Torino (formata da marne, siltiti, arenarie e conglomerati marini).

In base agli studi idrogeologici realizzati nella città di Torino e considerando le esperienze previe di progetti simili, possono essere identificati due principali livelli idrogeologici:

- Complesso ghiaioso-sabbioso, sede dell'acquifero libero principale, è formato dai depositi grossolani del Quaternario (ciottoli, ghiaie, e sabbie in matrice sabbioso-limosa) con potenza tra i 30-40 m. In genere i depositi quaternari possono essere caratterizzati da una permeabilità maggiore a 1.0E-04 m/s (permeabilità da media a alta) e localmente presentano un grado di permeabilità inferiore (permeabilità media, compresa tra 1.0E-06 m/s e 1.0E-04 m/s).
- Complesso argilloso-limoso-ghiaioso, sede di un acquifero profondo di tipo "multifalda" situato ad una profondità indicativa tra 40 e 200 m dal p.c. Questo acquifero è costituito da alternanze di depositi medio grossolani e fini appartenenti ai depositi fluviolacustri del Villafranchiano (con una permeabilità media, compresa tra 1.0E-06 m/s e 1.0E-04 m/s), chiusi al tetto da depositi argillosi (potenti fino a 20-30 m e con permeabilità medio-bassa, da 1.0E-08 m/s a 1.0E-06 m/s).

Si può concludere che i lavori della Linea 2 interferiranno esclusivamente con l'acquifero superficiale del complesso ghiaioso-sabbioso, con eccezione della tratta compresa tra le stazioni di Zappata e Caboto lungo la quale la soletta della galleria attraverserà i depositi del Villafranchiano. Con riferimento all'esperienza della Linea 1 della Metropolitana di Torino, la falda superficiale si colloca ad una profondità variabile tra i 14 m ed i 16 m dal piano campagna e l'oscillazione annuale stagionale può raggiungere un valore indicativamente pari a 1.5÷2.0 m.



## 5.2 Parametri geotecnici di riferimento

Con riferimento alla relazione Geotecnica, sono state individuate 7 unità geotecniche, caratterizzate da un comportamento meccanico-deformativo simile.

Nella seguente tabella si riportano gli intervalli di valori proposti per i parametri di resistenza e deformabilità delle unità geotecniche interessate dalla realizzazione delle opere in sotterraneo della linea 2 della Metropolitana di Torino. Considerando la quantità di prove di laboratorio eseguite sino a questa fase, ed una volta verificato che i materiali attraversati sono principalmente gli stessi, si è usato come riferimento la caratterizzazione geo-meccanica utilizzata nel contesto del progetto esecutiva della linea 1 della Metropolitana di Torino esistente.

**Tabella 1. Parametri di resistenza e deformabilità per le unità geotecniche di riferimento**

**Tabella 34. Sintesi dei parametri geotecnici che caratterizzano il terreno**

Unità	Geologia	Peso di volume ( $\gamma$ )	Coesione $c'$ (kPa)	Angolo resistenza $\phi'$	Modulo (MPa)	Poisson (-)	Coeff. permeabilità (m/s)
1	UID	18÷19	0	29÷30	12÷16	0.30	$2 \cdot 10^{-5}$ a $8 \cdot 10^{-6}$
2	AFR-INS	18÷19	10÷15	36÷38	150÷170	0.30	$2 \cdot 10^{-5}$ a $8 \cdot 10^{-6}$
3	AFR-INS	19÷20	30÷50	38÷40	170÷200	0.30	$8 \cdot 10^{-6}$ a $5 \cdot 10^{-6}$
4	AFR-INS	19÷20	50÷100	38÷40	200÷260	0.30	$8 \cdot 10^{-6}$ a $5 \cdot 10^{-6}$
6	SFR	18÷20	15÷25	30÷32	90÷100	0.35	$5 \cdot 10^{-6}$
5	FAA	19÷21	35÷40	22-26	50÷80	0.35	$2 \div 6 \cdot 10^{-9}$
7	SAF	20÷21	25÷50	26÷28	100÷200	0.35	$2 \div 6 \cdot 10^{-9}$

**NOTE:**

- 1) Il valore del coefficiente di permeabilità nell'Unità 1 (UID) è assimilato a quello degli strati immediatamente inferiori, tenuto conto della sua elevata variabilità granulometrica,
- 2) Lo stesso parametro per l'Unità 2 (AFR e INS) va inteso come valore minimo e per direzione di flusso orizzontale; per direzione di flusso verticale è di circa un ordine di grandezza inferiore.
- 3) Il valore di  $k$  nell'Unità 6 (SFR) è stimato in base alla granulometria del terreno.
- 4) Il valore di  $k$  per le Unità 5 e 7 (FAA e SAF) si base sui risultati delle prove edometriche, con riferimento al terreno sovraconsolidato.

Per ulteriori dettagli e/o approfondimenti in merito alla caratterizzazione geotecnica dei materiali si rimanda all'elaborato specialistico.

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo – Lotto Costruttivo 2 Bologna-Politecnico</b>
Pozzo di emergenza Mole – Relazione di calcolo strutture	01_MTL2T1A2DSTREMOR001-0-1

## 6. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

La caratterizzazione sismica prevede:

- la definizione dell'accelerazione sismica di riferimento su substrato rigido di base;
- l'individuazione della classe di sottosuolo, per la valutazione dell'amplificazione stratigrafica;
- l'individuazione di un valore di riferimento per la magnitudo massima attesa.

### 6.1 Valutazione dell'azione sismica di base

La valutazione dell'azione sismica per il dimensionamento degli elementi delle infrastrutture, si basa sulla mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale in cui la pericolosità è quantificata dall'accelerazione di picco (normalizzata rispetto all'accelerazione di gravità),  $a_g/g$ , in condizioni ideali di sottosuolo rigido e superficie orizzontale, associata a diverse probabilità di superamento in 50 anni. I valori di  $a_g/g$  sono dati su una griglia di punti equi-spaziati di 10km. Sulla stessa griglia sono dati anche in valori dei parametri caratteristici dello spettro di risposta elastico su substrato rigido (Cfr. §3.2 "azione sismica" delle NTC 2018 che, per i valori di  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T^*_c$  necessari per la determinazione delle azioni sismiche, si rimanda agli allegati A e B delle NTC 2008), per le probabilità di superamento associate agli stati limite di verifica previsti dalla normativa di riferimento.

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata, nei modi chiaramente precisati dalle NTC, per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie. Tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale.

La normativa delinea il processo di individuazione dell'azione sismica di progetto che prevede:

- la definizione della vita utile dell'opera,  $V_R$ , sulla base della correlazione tra vita nominale  $V_N$  e classe d'uso  $C_U$ :  $V_R = V_N \times C_U$
- la stima del periodo di ritorno,  $T_R$ , sulla base delle probabilità di superamento,  $P_{VR}$ , associata agli stati limite di verifica, secondo la formula:  $T_R = V_R / \ln(1 - P_{VR})$
- la stima dei valori dei parametri caratteristici dello spettro di risposta elastico su suolo rigido (parametri d'azione) in funzione di  $T_R$ .

I parametri d'azione sono:

- $a_g/g$ , accelerazione massima normalizzata, su sito di riferimento rigido orizzontale;
- $F_0$ , moltiplicatore di  $a_g/g$  che quantifica l'amplificazione spettrale massima su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2.2;
- $T^*_{C_r}$ , periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale su sito di riferimento rigido.
- Gli stati limite di verifica previsti dalla NTC2018 sono elencati di seguito, con le corrispondenti probabilità di superamento in 50 anni:

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo – Lotto Costruttivo 2 Bologna-Politecnico</b>
Pozzo di emergenza Mole – Relazione di calcolo strutture	01_MTL2T1A2DSTREMOR001-0-1

- Stato limite ultimo di collasso, SLC,  $P_{RV} = 5\%$ ;
- Stato limite ultimo di vulnerabilità, SLV,  $P_{RV} = 10\%$ ;
- Stato limite di esercizio, di danno, SLD,  $P_{RV} = 63\%$ ;
- Stato limite di esercizio, di operatività, SLO,  $P_{RV} = 81\%$ .

## 6.2 Fattore di amplificazione dello spettro di risposta elastico

In coerenza con le prescrizioni normative, l'accelerazione orizzontale massima in superficie,  $a_{max}/g$ , si ottiene moltiplicando l'accelerazione massima di base,  $a_g/g$ , per un fattore di amplificazione stratigrafica,  $S_S$ , ed uno di amplificazione topografica,  $S_T$ :

$$a_{max} /g = S_S \cdot S_T \cdot a_g/g$$

Il fattore di amplificazione stratigrafica dipende dalla classe di sottosuolo definita sulla base di indagini specifiche per la valutazione delle velocità di propagazione delle onde di taglio,  $V_S$ , nel sottosuolo di sedime delle singole opere, e si calcola secondo la formulazione riportata nella normativa di riferimento (paragrafo 3.2.3.2.1, Tabella 3.2.IV), in funzione dei parametri spettrali  $F_0$  ed  $a_g/g$ .

La classe di sottosuolo modifica anche il valore del periodo  $T_C$  di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione, attraverso il coefficiente  $C_C$  secondo la formulazione riportata in norma (paragrafo 3.2.3.2.1, Tabella 3.2.IV).

Nel caso specifico, l'andamento altimetrico dell'area attraversata dall'infrastruttura di progetto, prevalentemente pianeggiante, con rilievi di pendenza minore di  $15^\circ$ , giustifica l'assunzione di una categoria topografica T1, a cui corrisponde  $S_T = 1$  (Tabella 3.2.III e Tabella 3.2.V).

## 6.3 Categoria di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II delle NTC2018, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio,  $V_S$ .

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio,  $V_{S,eq}$  (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

dove:

$h_i$  = spessore dell'i-esimo strato;

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo – Lotto Costruttivo 2 Bologna-Politecnico</b>
Pozzo di emergenza Mole – Relazione di calcolo strutture	01_MTL2T1A2DSTREMOR001-0-1

$V_{s,i}$  = velocità delle onde di taglio nell'*i*-esimo strato;

N = numero di strati;

H = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $V_s$  non inferiore a 800 m/s.

## 6.4 Valutazione dell'azione sismica di progetto

Sulla base delle caratteristiche delle opere in progetto, sono stati scelti i seguenti parametri:

- **Vita nominale: 100 anni** (Tipo di costruzione di categoria 3 – grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica);
- **Classe d'uso: III** Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significanti. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provoca situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso;
- **Coefficienti  $C_u$ : 1.5** (funzione della classe d'uso).

I parametri di pericolosità sismica di base sono stati elaborati a partire dalle coordinate del sito di riferimento. Con riferimento alle opere in oggetto:

- **Latitudine: 45.08081°**
- **Longitudine: 7.694603°**

Sulla base di tali parametri di ingresso si ottengono i seguenti valori di pericolosità sismica:

**Tabella 2. Sintesi dei parametri di pericolosità sismica di base**

Parametri stati limite	u.m.	SLD	SLV
Probabilità di superamento ( $P_{VR}$ )	%	63	10
Tempo di ritorno ( $T_R$ )	anni	151	1424
Accelerazione orizzontale massima su suolo rigido ( $a_g$ )	g	0.039	0.068
Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale ( $F_0$ )	-	2.681	2.854
Tempo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale ( $T^*c$ )	s	0.232	0.290

La categoria di sottosuolo è stata definita in funzione dei materiali naturali interessati dalle opere in progetto; in particolare nel caso in esame si adotta la categoria di sottosuolo **B** (*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s*).

Per quanto riguarda le condizioni topografiche è stata attribuita alle opere in oggetto la categoria T1 (*Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$* ).

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo – Lotto Costruttivo 2 Bologna-Politecnico</b>
Pozzo di emergenza Mole – Relazione di calcolo strutture	01_MTL2T1A2DSTREMOR001-0-1

Sulla base di quanto sopra esposto, i parametri sismici di progetto che saranno impiegate per le analisi delle opere in oggetto risultano:

**Tabella 3. Sintesi delle azioni sismiche di progetto**

Stato Limite	Coefficienti sismici	Depositi di paleofrana
SLD	Ss	1.200
	Cc	1.473
	St	1.000
	$a_{max}$ (g)	0.046
SLV	Ss	1.200
	Cc	1.409
	St	1.000
	$a_{max}$ (g)	0.080

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo – Lotto Costruttivo 2 Bologna-Politecnico</b>
Pozzo di emergenza Mole – Relazione di calcolo strutture	01_MTL2T1A2DSTREMOR001-0-1

## 7. CRITERI DI CALCOLO DELLE OPERE

In ottemperanza con la normativa vigente, i calcoli sono condotti con il metodo semi-probabilistico agli stati limite.

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE) sono state effettuate nel rispetto dei criteri delle NTC2018.

In generale, le analisi degli stati limite di esercizio (SLE) sono utilizzate per ottenere informazioni circa gli spostamenti attesi sotto i carichi di esercizio e per verificarne l'ammissibilità nei confronti della funzionalità dell'opera.

Le analisi agli stati limite ultimi (SLU) sono impiegate per le verifiche di resistenza degli elementi strutturali e per le verifiche geotecniche.

### 7.1 Cenni Normativi

I criteri per la verifica e il dimensionamento di seguito esposti si applicano a tutte le opere.

In accordo con quanto prescritto dalla Normativa vigente, per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la seguente condizione:

$$E_d < R_d$$

in cui  $E_d$  rappresenta il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, mentre  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza. Per quanto concerne le azioni di progetto  $E_d$ , queste possono essere determinate applicando i coefficienti parziali sulle azioni caratteristiche, oppure, successivamente, sulle sollecitazioni prodotte dalle azioni caratteristiche.

Le azioni sull'opera di sostegno sono quelle dovute al peso proprio del terreno e del materiale di riempimento, ai sovraccarichi e all'acqua. In particolar modo, nella valutazione dei sovraccarichi a tergo di un'opera di sostegno, è necessario tenere in conto dell'eventuale presenza di costruzioni, di depositi di materiale, di veicoli in transito o di apparecchi di sollevamento.

I valori dei coefficienti parziali da assumersi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli Stati Limite Ultimi sono riportati nella seguente tabella (Tab. 2.6.I delle NTC 2018):



Tabella 4. Coefficienti parziali per le azioni

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Il valore di progetto della resistenza  $R_d$  può essere determinato in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, opportunamente ridotto in funzione del coefficiente parziale specificato nella Tab 6.2.II delle NTC2018.

Tabella 5. Coefficienti parziali per le resistenze dei materiali naturali

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Le analisi finalizzate al dimensionamento strutturale nelle quali si consideri l'interazione terreno – struttura si dovranno eseguire con i valori caratteristici dei parametri geotecnici, amplificando l'effetto delle azioni con i coefficienti parziali del gruppo A1, così come previsto al §6.2.4.2 della normativa vigente.

Per il calcolo e la verifica si devono considerare i seguenti stati limite ultimi, accertando che le resistenze superino le azioni agenti per ciascuno stato limite considerato:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
  - Collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
  - Collasso per carico limite verticale;
  - Sfilamento di uno o più ancoraggi;
  - Instabilità del fondo scavo;
  - Instabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno.
- SLU di tipo strutturale (STR)
  - Raggiungimento della resistenza di uno o più sistemi di contrasto;
  - Raggiungimento della resistenza della struttura della paratia.

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo – Lotto Costruttivo 2 Bologna-Politecnico</b>
Pozzo di emergenza Mole – Relazione di calcolo strutture	01_MTL2T1A2DSTREMOR001-0-1

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno deve essere effettuata secondo l'approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I. Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3).

**Tabella 6. Coefficienti parziali per le verifiche di opere di materiali sciolti**

COEFFICIENTE	R2
$\gamma_R$	1,1

Nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle pressioni interstiziali.

Inoltre, secondo quanto prescritto al §6.5.2.2 della normativa vigente, il modello geotecnico deve tenere conto delle possibili variazioni del profilo del terreno a monte e a valle del paramento rispetto ai valori nominali. Nel caso in cui la funzione di sostegno sia affidata alla resistenza del volume di terreno a valle dell'opera, la quota di valle deve essere diminuita di una quantità pari al minore dei seguenti valori:

- 10% dell'altezza di terreno da sostenere nel caso di opere a sbalzo;
- 10% della differenza di quota fra il livello inferiore di vincolo e il fondo scavo nel caso di opera vincolata;
- 0.5 m.

Il livello della superficie libera dell'acqua deve essere scelto sulla base di misure e sulla possibile evoluzione del regime delle pressioni interstiziali anche legati a eventi di carattere eccezionale e a possibili malfunzionamenti del sistema di drenaggio. In assenza di particolari sistemi di drenaggio, nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo, si deve ipotizzare che la superficie libera della falda non sia inferiore a quella del livello di sommità dei terreni a bassa permeabilità ( $k < 10^{-6}$  m/s).

## 7.2 Modellazione numerica

L'approccio avuto rispetto alla progettazione è stato differente a seconda dell'opera oggetto di studio.

Tale differenza è dettata dalla diversa geometria delle strutture definitive costituenti le opere interne. Nel caso specifico, le opere oggetto di dimensionamento sono:

- sezione trasversale del pozzo  $\Rightarrow$  schema statico: anello circolare chiuso;
- sezione trasversale policentrica del cunicolo di collegamento tra pozzo e galleria di linea.

La prima è stata dimensionata facendo riferimento alle formule classiche della "Scienza delle costruzioni", considerando un anello circolare di profondità unitaria soggetto a pressione radiale costante.

Infine, la seconda è stata dimensionata andando a verificare le sezioni dell'opera definitiva alle sollecitazioni registrate durante la analisi condotte dal punto di vista geotecnico e riportate nella

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo – Lotto Costruttivo 2 Bologna-Politecnico</b>
Pozzo di emergenza Mole – Relazione di calcolo strutture	01_MTL2T1A2DSTREMOR001-0-1

specifica relazione. Le sollecitazioni fornite dalla modellazione geotecnica, considerate come caratteristiche, sono state amplificate del 50% per condurre le verifiche allo Stato Limite Ultimo in conformità con quanto previsto dalla normativa vigente.

### 7.3 Carichi applicati alle strutture

Al fine di massimizzare le azioni sollecitanti per la definizione dei carichi (permanenti, accidentali, ecc.) per le relative combinazioni (Stati Limite Ultimi, Stati limiti di Esercizio, Stati limiti di Danno, etc.) saranno prese in considerazione tutte le prescrizioni del citato DM 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le costruzioni" (GU n.42 del 20/02/2018).

I software FEM più comuni consentono l'applicazione di forze e momenti concentrati o distribuiti esterni, per situazioni molto speciali. I carichi da considerare sono riepilogati di seguito.

- **Peso della struttura.** Il peso proprio della struttura è calcolato in base alla geometria degli elementi strutturali e al peso specifico assunto per i materiali (CLS) pari a:  
 $\gamma_{cls}=25.0 \text{ kN/m}^3$
- **Spinte del suolo e ricoprimento della struttura definitiva.** La spinta del terreno viene solitamente calcolata dai software considerando la storia di carico dell'opera di sostegno, in diverse fasi di costruzione, considerando la pressione attiva ( $K_a$ ) e la pressione passiva ( $K_p$ ).
- **Spinta pressione idraulica in caso di presenza di falda.** Nella fase transitoria della costruzione i diaframmi saranno progettati al fine di sopportare la spinta del suolo e la spinta idraulica dovuta alla falda quando presente. A lungo termine, invece, si considereranno i diaframmi come strutture permanenti per la sola spinta del suolo. Per quanto riguarda la spinta idraulica, a favore di sicurezza, si considererà che i giunti fra un diaframma e l'altro non saranno più in grado di "trattenere" l'acqua di falda che, quindi, andrà a esercitare la propria pressione per la sua interezza sulle fodere interne opportunamente impermeabilizzate.  
 I livelli di breve termine (fase di costruzione) e lungo termine (fase di esercizio) sono così definiti:
  - Breve termine: livello indicato sul profilo + 1.5m (livello di falda considerato nella verifica a galleggiamento del tappo di fondo).
  - Lungo termine: livello di breve termine + 3.0m (livello di falda considerato nella verifica a sifonamento e a galleggiamento dell'opera).
- **Sovraccarichi esterni per circolazione mezzi.** Fatte salve situazioni singolari dove il ricoprimento non ha uno spessore adeguato a ridistribuire i carichi stradali da normativa agenti sull'estradosso della soletta (per queste configurazioni rimangono valide le indicazioni definite dalle NTC2018), per simulare la presenza di circolazione di mezzi di cantiere (nella fase di costruzione) e traffico stradale (nella fase definitiva) a tergo delle opere di sostegno, sarà considerato un carico nastriforme di 20 kPa applicato uniformemente su tutto il solaio di copertura e come spinta dal solo lato di azione del sisma. Tale sovraccarico sarà considerato anche in fase di costruzione quale carico di cantiere e/o riapertura al traffico.



- **Carichi degli edifici posti a tergo delle opere di contenimento.** Per tenere in conto di questa situazione si considererà, quale scarico a quota fondazione dell'edificio, un carico di 10 kPa per ogni piano dell'edificio stesso.
- **Carichi sismici.** Per quello che riguarda l'applicazione della spinta sismica, si utilizzerà il metodo di Wood (1973). Tale metodo fornisce la sovraspinta sismica del terreno su una parete interrata.

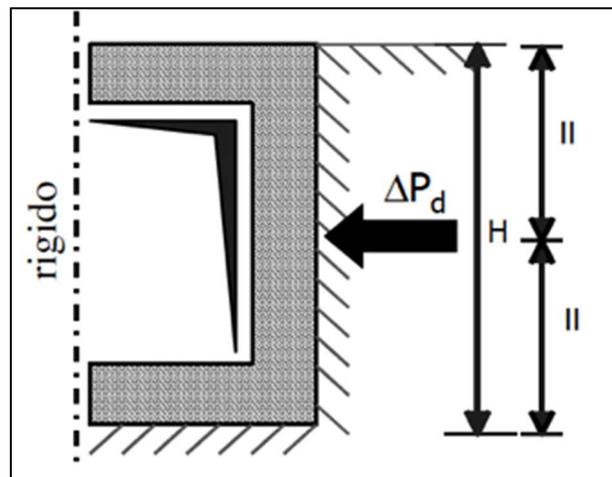


Figura 4. Schematizzazione metodo di Wood

Tale metodo è utilizzato nel caso di manufatti scatolari e l'incremento di spinta legato al sisma può essere stimato secondo la relazione:

$$\Delta P_d = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2$$

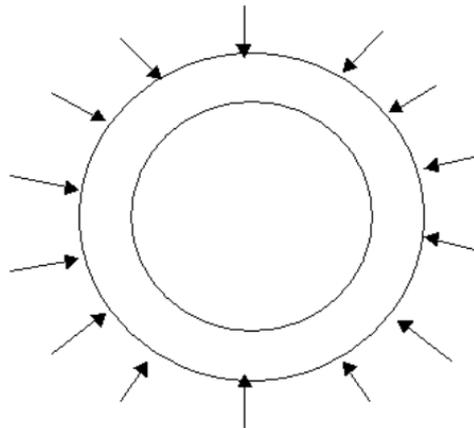
In cui  $\gamma$  è il peso specifico del terreno supposto uniforme. Poiché tale risultante ha il punto di applicazione a metà dell'altezza H del muro, è possibile assumere una pressione uniforme di entità pari a:

$$\Delta p_d = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma \cdot H$$



## 8. SEZIONE TRASVERSALE DEL POZZO

L'elemento strutturale pozzo è stato dimensionato come tubo circolare sottoposto a una pressione radiale esterna uniformemente distribuita, secondo lo schema statico riportato in figura.



**Figura 5. Schema statico della sezione trasversale del pozzo**

Il pozzo è pertanto sottoposto ad una sollecitazione di compressione semplice ricavabile per mezzo della formula di Mariotte:

$$N_{sk} = q \cdot \frac{d}{2}$$

Essendo:

- $q$  spinta orizzontale del terreno calcolata a fondo pozzo  $d$  diametro del pozzo;
- $d$  diametro del pozzo, espresso come sotto riportato (640cm);
- $q = k_0 \sigma'_v + q_{var} + h_w + \gamma_w$
- $k_0$  coefficiente di spinta a riposo;
- $\sigma'_v$  tensione efficace a quota fondo pozzo;
- $h_w$  battente idraulico;
- $\gamma_w$  peso specifico dell'acqua;
- $q_{var}$  massimo tra il carico variabile stradale ed il carico generato dal fabbricato presente in superficie;

**Tabella 7. Calcolo del carico agente**

<i>Calcolo della spinta orizzontale del terreno calcolata a fondo pozzo e del conseguente <math>N_{Ek}</math></i>									
$k_0$	$h_z$	$Y_{sat}$	$\sigma'_v$	$q_{var}$	$h_w$	$Y_w$	$q$	$d$	$N_{Ek}$
[-]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[m]	[kN]
0,531	37	20,40	755	10,62	31,50	10	574	12,10	3471

Per le verifiche allo Stato Limite Ultimo le sollecitazioni caratteristiche sono state opportunamente moltiplicate per il coefficiente amplificativo 1,5 in conformità con quanto previsto dalla normativa vigente.

**Tabella 8. Risultato della verifica**

Pozzo	$q$	Sezione resistente: geometria ed armature adottate					Verifica e calcolo FS			
		B	H	A <sub>f</sub>	A' <sub>f</sub>	c	$N_{Ed}$	$N_{Rd}$	FS	$\rho$
[-]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[-]	[-]	[cm]	[kN]	[kN]	[-]	[-]
EMO	574	100	80	5 $\Phi$ 16	5 $\Phi$ 16	6	5206	13518	2,60	0,003



## 9. SOLETTONE DI FONDO DEL POZZO

I solettoni vengono calcolati con lo schema di appoggio e carico uniformemente distribuito dovuto al battente d'acqua.

Applicando le formule del Bares, le sollecitazioni di momento e taglio valgono rispettivamente:

$$M_{sk} = q \frac{a^2}{16} (3 + \mu)(1 - \rho^2)$$

$$V_{sk} = 0,5 q a \rho$$

Essendo:

- $\rho = \frac{r}{a}$
- $\mu = 0,25$

indicando con  $r$  l'ascissa considerata lungo la direzione del raggio e  $a$  il raggio del pozzo (605 cm). La verifica è stata condotta sia a lungo termine sia a breve termine, considerando i corrispondenti battenti d'acqua.

Verifica a breve termine: - profondità di falda -8,50m; - quota tampone impermeabile -36,35m;

Verifica in esercizio: - profondità di falda -5,50m; - quota intradosso fondazione -35,15m;

**Tabella 9. Sollecitazioni caratteristiche**

Calcolo sollecitazioni caratteristiche							
	r	a	$\mu$	$\rho$	q	$M_{sk}$	$V_{sk}$
	[m]	[m]	[-]	[-]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
a breve termine	6,05	6,05	0,25	1,00	285	0	862
	0,00	6,05	0,25	0,00	285	2119	0
In esercizio	6,05	6,05	0,25	1,00	315	0	953
	0,00	6,05	0,25	0,00	315	2342	0

Per le verifiche allo Stato Limite Ultimo le sollecitazioni caratteristiche sono state opportunamente moltiplicate per il coefficiente amplificativo 1,5 in conformità con quanto previsto dalla normativa vigente.



Tabella 10. Momento flettente di calcolo

Verifica	$M_{sd}$ [kNm] (*)	B [m]	H [m]	$A_r$	$A'_r$	$M_{Rd}$ [kNm]	FS [-]	$\rho$ (As/Ac) [-]
Breve termine	3178	1,00	1,20	1 $\Phi$ 24/10 + 1 $\Phi$ 24/10	1 $\Phi$ 24/10 + 1 $\Phi$ 24/10	3684	1,16	0,015
In esercizio	3513	1,00	1,20	1 $\Phi$ 24/10 + 1 $\Phi$ 24/10	1 $\Phi$ 24/10 + 1 $\Phi$ 24/10	3684	1,05	0,015

(\*)  $\gamma = 1,5$ 

Tabella 11. Taglio di calcolo

Verifica	$V_{sd}$ [kN] (*)	B [m]	H [m]	Spilli	$V_{Rcd}$ [kN]	$V_{rds}$ [kN]	$V_{rdc}$ [kN]	FS [-]
Breve termine	862	1,00	1,20	1 $\Phi$ 14/40/40	556	983	3003	1,14
In esercizio	953	1,00	1,20	1 $\Phi$ 14/40/40	556	983	3003	1,03

(\*\*)  $\gamma = 1,00$ 

Tabella 12. Verifiche allo SLE

Verifica	$M_{sk}$ [kNm] (**)	$N_{sk}$ [kN] (**)	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_c$ [MPa]	x [mm]	w [mm]
Breve termine	2119	0	241,65	-7,47	361	0,22
Lungo termine	2342	0	267,08	-8,26	361	0,25

I valori massimi di confronto sono:

$$\sigma_c = 0,45 f_{ck} = 0,45 \times 30 = 13,50 \text{ MPa}$$

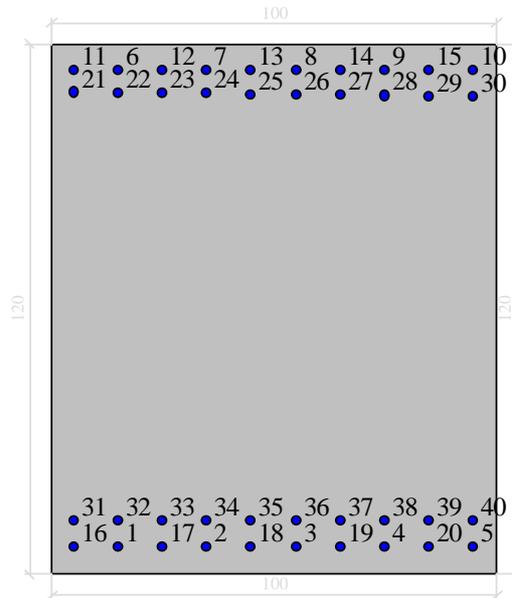
$$\sigma_s = 0,70 f_{yk} = 0,70 \times 430 = 301 \text{ MPa}$$

$$w_{max} = 0,30 \text{ mm}$$

Le verifiche risultano tutte soddisfatte.



**Dati di input**



*Dati generali*

Unità di misura daN, cm

Primo limite deformativo del cls -0.002

Secondo limite deformativo del cls -0.0035

Limite deformativo dell'acciaio 0.01

Molt. gamma c in compressione semplice 1.25

*Materiali per i poligoni*

n°	tipo	Nome	Dati
1	Lineare	Lineare Ec = 140000	Ec=140000
2	Par.Rett.	Rck 370 SLU	fcd=-174 ec1=-0.002 ec2=-0.0035

*Materiali per le armature*

n°	tipo	Nome	Dati
1	Lineare	Lineare Es = 2100000	Es=2100000
2	Lin.Rett.	B450C (SLU)	Es=2100000 fyd=3913.04

Pozzo di emergenza Mole – Relazione di calcolo  
strutture

01\_MTL2T1A2DSTREMOR001-0-1

*Conglomerati di cls*

Poligono 1 (pieno)

fctd 0 daN/cm<sup>2</sup>Ec 140000 daN/cm<sup>2</sup>

Materiale : Lineare Ec = 140000

deformazione iniziale impressa:

Tetha X = 0

Tetha Y = 0

Epsilon(0,0)= 0

n°	X(cm)	Y(cm)
1	-50.	-60.
2	-50.	60.
3	50.	60.
4	50.	-60.

**Armature**

n°	Ø(mm)	X(cm)	Y(cm)	Eps.iniz.	pol.	tipo
1	24.	-35.	-54.	0.	1	Lineare Es = 2100000
2	24.	-15.	-54.	0.	1	Lineare Es = 2100000
3	24.	5.	-54.	0.	1	Lineare Es = 2100000
4	24.	25.	-54.	0.	1	Lineare Es = 2100000
5	24.	45.	-54.	0.	1	Lineare Es = 2100000
6	24.	-35.	54.	0.	1	Lineare Es = 2100000
7	24.	-15.	54.	0.	1	Lineare Es = 2100000
8	24.	5.	54.	0.	1	Lineare Es = 2100000
9	24.	25.	54.	0.	1	Lineare Es = 2100000
10	24.	45.	54.	0.	1	Lineare Es = 2100000
11	24.	-45.	54.	0.	1	Lineare Es = 2100000
12	24.	-25.	54.	0.	1	Lineare Es = 2100000
13	24.	-5.	54.	0.	1	Lineare Es = 2100000
14	24.	15.	54.	0.	1	Lineare Es = 2100000
15	24.	35.	54.	0.	1	Lineare Es = 2100000



16	24.	-45.	-54.	0.	1	Lineare Es = 2100000
17	24.	-25.	-54.	0.	1	Lineare Es = 2100000
18	24.	-5.	-54.	0.	1	Lineare Es = 2100000
19	24.	15.	-54.	0.	1	Lineare Es = 2100000
20	24.	35.	-54.	0.	1	Lineare Es = 2100000
21	24.	-45.	49.	0.	1	Lineare Es = 2100000
22	24.	-35.	48.888889	0.	1	Lineare Es = 2100000
23	24.	-25.	48.777778	0.	1	Lineare Es = 2100000
24	24.	-15.	48.666667	0.	1	Lineare Es = 2100000
25	24.	-5.	48.555556	0.	1	Lineare Es = 2100000
26	24.	5.	48.444444	0.	1	Lineare Es = 2100000
27	24.	15.	48.333333	0.	1	Lineare Es = 2100000
28	24.	25.	48.222222	0.	1	Lineare Es = 2100000
29	24.	35.	48.111111	0.	1	Lineare Es = 2100000
30	24.	45.	48.	0.	1	Lineare Es = 2100000
31	24.	-45.	-48.	0.	1	Lineare Es = 2100000
32	24.	-35.	-48.	0.	1	Lineare Es = 2100000
33	24.	-25.	-48.	0.	1	Lineare Es = 2100000
34	24.	-15.	-48.	0.	1	Lineare Es = 2100000
35	24.	-5.	-48.	0.	1	Lineare Es = 2100000
36	24.	5.	-48.	0.	1	Lineare Es = 2100000
37	24.	15.	-48.	0.	1	Lineare Es = 2100000
38	24.	25.	-48.	0.	1	Lineare Es = 2100000
39	24.	35.	-48.	0.	1	Lineare Es = 2100000
40	24.	45.	-48.	0.	1	Lineare Es = 2100000

## Valutazione delle tensioni

Unità di misura daN, cm

### Verifica n° 1

Sollecitazioni riferite al baricentro

Mx(daN* cm)	My(daN* cm)	N(daN)	sc,max(daN/c mq)	sc,min(daN/c mq)	sf,max(daN/c mq)	sf,min(daN/c mq)	sp,max(daN/ cmq)	sp,min(daN/c mq)
21190000	0	0	0.0	-74.8	2416.6	-935.1	0.0	0.0

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo – Lotto Costruttivo 2 Bologna-Politecnico</b>
Pozzo di emergenza Mole – Relazione di calcolo strutture	01_MTL2T1A2DSTREMOR001-0-1

### Deformazioni riferite al sistema globale

DEps(0,0)	DTethaX	DTethaY	Ec min	Ec max	Ef max
3,527287E-04	1,476354E-05	-1,749782E-08	-5,33959E-04	1,23942E-03	1,15075E-03

Hutile (d)=114,112514

X asse n.=36,16735613 cm

X/d =0,316944696

scarto di convergenza = 3,11E-11 % con 6 iterazioni

Caratt. geom. ideali (rif. baric. ideale):

Mod. Elast. di omog. = 140000 daN/cm<sup>q</sup>

Xgi(cm)	Ygi(cm)	Aid(cm <sup>q</sup> )	Jxid(cm <sup>4</sup> )	Jyid(cm <sup>4</sup> )	Jxyid(cm <sup>4</sup> )	Jnd(cm <sup>4</sup> )
-0.02	-23.89	6325.148183	1.025210E+07	5.248336E+06	-6.220352E+03	1.025208E+07

### Deformazioni singoli poligoni

Poligono 1:

TethaX,in.	TethaY,in.	Eps,in.	TethaX,fin.	TethaY,fin.	Eps,fin.
0.000000E00	0.000000E00	0.000000E00	1.476354E-05	-1.749782E-08	3.527287E-04

Eq.asse n.:  $X*(1,749782E-08) + Y*(1,476354E-05) + (3,527287E-04) = 0$

### Verifica n° 2

Sollecitazioni riferite al baricentro

Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	sc,max(daN/cm <sup>q</sup> )	sc,min(daN/cm <sup>q</sup> )	sf,max(daN/cm <sup>q</sup> )	sf,min(daN/cm <sup>q</sup> )	sp,max(daN/cm <sup>q</sup> )	sp,min(daN/cm <sup>q</sup> )
23420000	0	0	0.0	-82.6	2670.9	-1033.5	0.0	0.0

### Deformazioni riferite al sistema globale

DEps(0,0)	DTethaX	DTethaY	Ec min	Ec max	Ef max
3,898493E-04	1,631723E-05	-1,933926E-08	-5,90151E-04	1,36985E-03	1,27185E-03

Pozzo di emergenza Mole – Relazione di calcolo  
strutture

01\_MTL2T1A2DSTREMOR001-0-1

Hutile (d)=114,112514

X asse n.=36,16735613 cm

X/d =0,316944696

scarto di convergenza = 3,11E-11 % con 6 iterazioni

Caratt. geom. ideali (rif. baric. ideale):

Mod. Elast. di omog. = 140000 daN/cm<sup>q</sup>

Xgi(cm)	Ygi(cm)	Aid(cm <sup>q</sup> )	Jxid(cm <sup>4</sup> )	Jyid(cm <sup>4</sup> )	Jxyid(cm <sup>4</sup> )	Jnd(cm <sup>4</sup> )
-0.02	-23.89	6325.148183	1.025210E+07	5.248336E+06	-6.220352E+03	1.025208E+07

Deformazioni singoli poligoni

Poligono 1:

TethaX,in.	TethaY,in.	Eps,in.	TethaX,fin.	TethaY,fin.	Eps,fin.
0.000000E00	0.000000E00	0.000000E00	1.631723E-05	-1.933926E-08	3.898493E-04

Eq.asse n.:  $X*(1,933926E-08) + Y*(1,631723E-05) + (3,898493E-04) = 0$ **Verifiche a fessurazione**

Unità di misura daN, cm

Sollecitazioni riferite al baricentro

Mx	My	N	Es/Ec	Wm(mm)	Wk(mm)	Sm(mm)	Epsilon	fctd	K1	K2	Beta1	Beta2
21190000	0	0	15	0.2235	0.2235	228	9.7911E-04	20.6	0.8	0.5	1	0.5
23420000	0	0	15	0.2511	0.2511	228	1.1002E-03	20.6	0.8	0.5	1	0.5



## 10. RIVESTIMENTO DEFINITIVO DEL CUNICOLO DI COLLEGAMENTO DEL POZZO

Per le verifiche delle sezioni degli elementi costituenti il rivestimento definitivo del cunicolo di collegamento del pozzo si fa riferimento alle sollecitazioni riportate nello specifico elaborato (quale MTL2T1A2D-STREMOR003) amplificate degli opportuni coefficienti sicurezza a seconda della verifica oggetto di studio.

Di seguito si riportano delle tabelle di sintesi con le sollecitazioni registrate e moltiplicate per il coefficiente amplificativo 1,5 previsto dalla combinazione A1-M1-R1 della Tab. 2.6.1. delle NTC 2018. Inoltre, saranno riportati anche i risultati delle verifiche condotte.

(\*)  $\gamma = 1,5$

**Tabella 13. Verifiche a pressoflessione allo SLU**

Elemento/Sezione [-]	$M_{sd}$ [kNm]	$N_{sd}$ [kN]	B [m]	H [m]	$A_f$	$A'_f$	$\rho$ ( $A_s/A_c$ ) [-]	$M_{Rd}$ [kNm]	FS [-]
Arco rovescio	-315,45	-1058,85	1,00	0,65	1 $\Phi$ 20/20	1 $\Phi$ 20/20	0,005	1102,29	3,49
Piedritto	-292,05	-953,40	1,00	0,50	1 $\Phi$ 20/20	1 $\Phi$ 20/20	0,006	638,52	2,18
Calotta	-241,35	-1029,30	1,00	0,50	1 $\Phi$ 20/20	1 $\Phi$ 20/20	0,006	740,57	3,07

(\*)  $\gamma = 1,5$

**Tabella 14. Verifiche a taglio allo SLU**

Elemento/Sezione [-]	$V_{sd}$ [kN] (*)	B [m]	H [m]	Spilli	$V_{rd}$ [kN]	$V_{rds}$ [kN]	$V_{rdc}$ [kN]	FS [-]
Arco rovescio	106,25	1,00	0,65	1 $\Phi$ 16/20/20	225,72	1749,21	1825,32	16,67
Piedritto	-597,15	1,00	0,50	1 $\Phi$ 14/20/20	327,15	1325,84	1348,15	2,22
Calotta	200,70	1,00	0,50	1 $\Phi$ 14/20/20	337,39	1325,84	1358,74	6,67

(\*\*)  $\gamma = 1,00$

**Tabella 15. Verifiche allo SLE**

Elemento/Sezione [-]	$M_{sk}$ [kNm] (**)	$N_{sk}$ [kN] (**)	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_c$ [MPa]	x [mm]	w [mm]
Arco rovescio	-210,30	-705,90	67,53	-4,79	30,05	Non fessurata
Piedritto	-194,70	-635,60	127,60	-7,00	20,31	0,13
Calotta	-160,90	-682,20	72,87	-5,68	24,27	Non fessurata



I valori massimi di confronto sono:

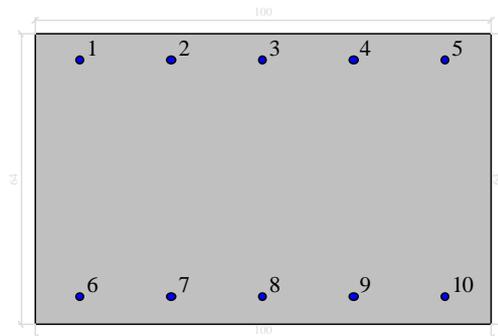
$$\sigma_c = 0,45 f_{ck} = 0,45 \times 30 = 13,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 0,70 f_{yk} = 0,70 \times 430 = 301 \text{ MPa}$$

$$w_{max} = 0,30 \text{ mm}$$

Le verifiche risultano tutte soddisfatte.

### Dati di input e verifiche all'esercizio Arco Rovescio



#### Dati generali

Unità di misura daN, cm

Primo limite deformativo del cls -.002

Secondo limite deformativo del cls -.0035

Limite deformativo dell'acciaio .01

Molt. gamma c in compressione semplice 1.25

#### Materiali per i poligoni

n°	tipo	Nome	Dati
1	Lineare	Lineare Ec = 140000	Ec=140000
2	Par.Rett.	Rck 370 SLU	fcd=-174 ec1=-0.002 ec2=-0.0035

*Materiali per le armature*

n°	tipo	Nome	Dati
1	Lineare	Lineare Es = 2100000	Es=2100000
2	Lin.Rett.	B450C (SLU)	Es=2100000 fyd=3913.04

*Conglomerati di cls*

Poligono 1 (pieno)

fctd 0 daN/cm<sup>2</sup>Ec 140000 daN/cm<sup>2</sup>

Materiale : Lineare Ec = 140000

deformazione iniziale impressa:

Tetha X = 0

Tetha Y = 0

Epsilon(0,0)= 0

n°	X(cm)	Y(cm)
1	-50.	-32.
2	-50.	32.
3	50.	32.
4	50.	-32.

*Armature*

n°	Ø(mm)	X(cm)	Y(cm)	Eps.iniz.	pol.	tipo
1	20.	-40.	26.276254	0.	1	Lineare Es = 2100000
2	20.	-20.	26.276254	0.	1	Lineare Es = 2100000
3	20.	0.	26.276254	0.	1	Lineare Es = 2100000

Pozzo di emergenza Mole – Relazione di calcolo  
strutture

01\_MTL2T1A2DSTREMOR001-0-1

4	20.	20.	26.276254	0.	1	Lineare Es = 2100000
5	20.	40.	26.276254	0.	1	Lineare Es = 2100000
6	20.	-40.	-26.28	0.	1	Lineare Es = 2100000
7	20.	-20.	-26.28	0.	1	Lineare Es = 2100000
8	20.	0.	-26.28	0.	1	Lineare Es = 2100000
9	20.	20.	-26.28	0.	1	Lineare Es = 2100000
10	20.	40.	-26.28	0.	1	Lineare Es = 2100000

*Valutazione delle tensioni nella famiglia Combinazioni*

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	sc,max(daN/cm <sup>2</sup> )	sf,max(daN/cm <sup>2</sup> )	sp,min(daN/cm <sup>2</sup> )	sp,max(daN/cm <sup>2</sup> )
1	5710000	0	0	-133.4	6777.9	0.0	0.0

*Valutazione delle tensioni nella combinazione peggiore*

Tensione massima del cls

Sc,min -133.38

Famiglia di combinazioni: Combinazioni

combinazione:

Mx 5710000

My 0

N 0

Tensione massima dei profili

Sp,min 0

Sp,max 0

Famiglia di combinazioni: Combinazioni

combinazione:

Mx 5710000

My 0

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo – Lotto Costruttivo 2 Bologna-Politecnico</b>
Pozzo di emergenza Mole – Relazione di calcolo strutture	01_MTL2T1A2DSTREMOR001-0-1

N 0

Tensione massima delle armature

Sf,max 6777.88

Famiglia di combinazioni: Combinazioni

combinazione:

Mx 5710000

My 0

N 0

*Valutazione delle tensioni*

Unità di misura daN, cm

*Verifica n° 1*

Sollecitazioni riferite al baricentro

Mx(daN*c m)	My(daN*c m)	N(da N)	sc,max(daN/c mq)	sc,min(daN/c mq)	sf,max(daN/c mq)	sf,min(daN/c mq)	sp,max(daN/c mq)	sp,min(daN/c mq)
2103000	0	- 70590	0.0	-47.9	675.4	-582.3	0.0	0.0

Deformazioni riferite al sistema globale

DEps(0,0)	DTethaX	DTethaY	Ec min	Ec max	Ef max
2,217705E-05	1,139577E-05	-6,809580E-23	-3,42488E-04	3,86842E-04	3,21615E-04

Hutile (d)=58,276254

X asse n.=30,05392291 cm

X/d =0,515714734

scarto di convergenza = 6,28E-08 % con 6 iterazioni

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo – Lotto Costruttivo 2 Bologna-Politecnico</b>
Pozzo di emergenza Mole – Relazione di calcolo strutture	01_MTL2T1A2DSTREMOR001-0-1

Caratt. geom. ideali (rif. baric. ideale):

Mod. Elast. di omog. = 140000 daN/cm<sup>q</sup>

Xgi(cm)	Ygi(cm)	Aid(cm <sup>q</sup> )	Jxid(cm <sup>4</sup> )	Jyid(cm <sup>4</sup> )	Jxyid(cm <sup>4</sup> )	Jnd(cm <sup>4</sup> )
0.	-14.67	3476.631189	6.689542E+05	2.881485E+06	-5.437738E-12	6.689542E+05

Deformazioni singoli poligoni

Poligono 1:

TethaX,in.	TethaY,in.	Eps,in.	TethaX,fin.	TethaY,fin.	Eps,fin.
0.000000E00	0.000000E00	0.000000E00	1.139577E-05	-6.809580E-23	2.217705E-05

Eq.asse n.:  $X*(6,809580E-23) + Y*(1,139577E-05) + (2,217705E-05) = 0$

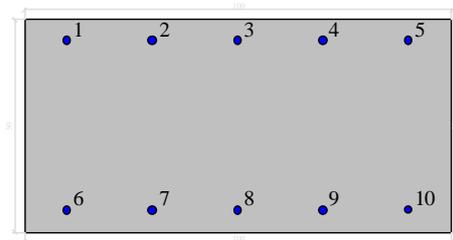
*Verifiche a fessurazione*

Unità di misura daN, cm

Sollecitazioni riferite al baricentro

Mx	My	N	Es/Ec	Wm(mm)	Wk(mm)	Sm(mm)	Epsilon	fctd	K1	K2	Beta1	Beta2
2103000	0	-70590	15	0	0	0	0.0000E00	20.6	0.8	0.5	1	0.5

**Dati di input e verifiche all'esercizio piedritti e calotta**



*Dati generali*

Unità di misura daN, cm

Primo limite deformativo del cls -.002

Secondo limite deformativo del cls -.0035

Limite deformativo dell'acciaio .01

Molt. gamma c in compressione semplice 1.25

*Materiali per i poligoni*

n°	tipo	Nome	Dati
1	Lineare	Lineare Ec = 140000	Ec=140000
2	Par.Rett.	Rck 370 SLU	fcd=-174 ec1=-0.002 ec2=-0.0035

*Materiali per le armature*

n°	tipo	Nome	Dati
1	Lineare	Lineare Es = 2100000	Es=2100000
2	Lin.Rett.	B450C (SLU)	Es=2100000 fyd=3913.04

*Conglomerati di cls*

Pozzo di emergenza Mole – Relazione di calcolo  
strutture

01\_MTL2T1A2DSTREMOR001-0-1

Poligono 1 (pieno)

fctd 0 daN/cm<sup>q</sup>Ec 140000 daN/cm<sup>q</sup>

Materiale : Lineare Ec = 140000

deformazione iniziale impressa:

Tetha X = 0

Tetha Y = 0

Epsilon(0,0)= 0

n°	X(cm)	Y(cm)
1	-50.	-25.
2	-50.	25.
3	50.	25.
4	50.	-25.

**Armature**

n°	Ø(mm)	X(cm)	Y(cm)	Eps.iniz.	pol.	tipo
1	20.	-40.	20.	0.	1	Lineare Es = 2100000
2	20.	-20.	20.	0.	1	Lineare Es = 2100000
3	20.	0.	20.	0.	1	Lineare Es = 2100000
4	20.	20.	20.	0.	1	Lineare Es = 2100000
5	20.	40.	20.	0.	1	Lineare Es = 2100000
6	20.	-40.	-20.	0.	1	Lineare Es = 2100000
7	20.	-20.	-20.	0.	1	Lineare Es = 2100000
8	20.	0.	-20.	0.	1	Lineare Es = 2100000
9	20.	20.	-20.	0.	1	Lineare Es = 2100000
10	20.	40.	-19.997939	0.	1	Lineare Es = 2100000

**Valutazione delle tensioni**

Pozzo di emergenza Mole – Relazione di calcolo  
strutture

01\_MTL2T1A2DSTREMOR001-0-1

Unità di misura daN, cm

Verifica n° 1

Sollecitazioni riferite al baricentro

Mx(daN*c m)	My(daN*c m)	N(da N)	sc,max(daN/c mq)	sc,min(daN/c mq)	sf,max(daN/c mq)	sf,min(daN/c mq)	sp,max(daN/c mq)	sp,min(daN/c mq)
1947000	0	- 63560	0.0	-70.1	1276.4	-792.2	0.0	0.0

Deformazioni riferite al sistema globale

DEps(0,0)	DTethaX	DTethaY	Ec min	Ec max	Ef max
1,152842E-04	2,462574E-05	4,621519E-11	-5,00362E-04	7,30930E-04	6,07801E-04

Hutile (d)=45,000169

X asse n.=20,31864376 cm

X/d =0,451523722

scarto di convergenza = 6,79E-08 % con 6 iterazioni

Caratt. geom. ideali (rif. baric. ideale):

Mod. Elast. di omog. = 140000 daN/cm<sup>2</sup>

Xgi(cm)	Ygi(cm)	Aid(cm <sup>2</sup> )	Jxid(cm <sup>4</sup> )	Jyid(cm <sup>4</sup> )	Jxyid(cm <sup>4</sup> )	Jnd(cm <sup>4</sup> )
0.	-12.05	2503.09389	3.426466E+05	2.070204E+06	5.037027E+00	3.426466E+05

Deformazioni singoli poligoni

Poligono 1:

TethaX,in.	TethaY,in.	Eps,in.	TethaX,fin.	TethaY,fin.	Eps,fin.
0.000000E00	0.000000E00	0.000000E00	2.462574E-05	4.621519E-11	1.152842E-04

Eq.asse n.:  $X*(-4,621519E-11) + Y*(2,462574E-05) + (1,152842E-04) = 0$

Pozzo di emergenza Mole – Relazione di calcolo  
strutture

01\_MTL2T1A2DSTREMOR001-0-1

## Verifica n° 2

## Sollecitazioni riferite al baricentro

Mx(daN*c m)	My(daN*c m)	N(da N)	sc,max(daN/c mq)	sc,min(daN/c mq)	sf,max(daN/c mq)	sf,min(daN/c mq)	sp,max(daN/c mq)	sp,min(daN/c mq)
1609000	0	- 68220	0.0	-56.9	728.8	-677.5	0.0	0.0

## Deformazioni riferite al sistema globale

DEps(0,0)	DTethaX	DTethaY	Ec min	Ec max	Ef max
1,221876E-05	1,674068E-05	2,710571E-11	-4,06300E-04	4,30737E-04	3,47033E-04

Hutile (d)=45,000146

X asse n.=24,27019663 cm

X/d =0,539335956

scarto di convergenza = 5,65E-09 % con 6 iterazioni

Caratt. geom. ideali (rif. baric. ideale):

Mod. Elast. di omog. = 140000 daN/cm<sup>2</sup>

Xgi(cm)	Ygi(cm)	Aid(cm <sup>2</sup> )	Jxid(cm <sup>4</sup> )	Jyid(cm <sup>4</sup> )	Jxyid(cm <sup>4</sup> )	Jnd(cm <sup>4</sup> )
0.	-10.77	2898.250465	3.729393E+05	2.399501E+06	5.240287E+00	3.729393E+05

## Deformazioni singoli poligoni

## Poligono 1:

TethaX,in.	TethaY,in.	Eps,in.	TethaX,fin.	TethaY,fin.	Eps,fin.
0.000000E00	0.000000E00	0.000000E00	1.674068E-05	2.710571E-11	1.221876E-05

Eq.asse n.:  $X*(-2,710571E-11) + Y*(1,674068E-05) + (1,221876E-05) = 0$



Pozzo di emergenza Mole – Relazione di calcolo  
strutture

01\_MTL2T1A2DSTREMOR001-0-1

Verifiche a fessurazione

Unità di misura daN, cm

Sollecitazioni riferite al baricentro

<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>N</b>	<b>Es/Ec</b>	<b>Wm(mm)</b>	<b>Wk(mm)</b>	<b>Sm(mm)</b>	<b>Epsilon</b>	<b>fctd</b>	<b>K1</b>	<b>K2</b>	<b>Beta1</b>	<b>Beta2</b>
1947000	0	-63560	15	0.1277	0.1277	350	3.6468E-04	20.6	0.8	0.5	1	0.5
1609000	0	-68220	15	0	0	0	0.0000E00	20.6	0.8	0.5	1	0.5



## 11. VERIFICA DELLA SCALA IN C.A.

### 11.1 Modellazione

La metodologia di calcolo adottata prevede la discretizzazione delle strutture in un numero finito di elementi "base" connesse tra di loro da nodi. In particolare, per la modellazione delle piastre orizzontali e verticali si è fatto ricorso ad elementi *shell* bidimensionali.

Il software di calcolo utilizzato è il *SAP2000 Advanced*; l'analisi condotta è del tipo statica lineare.

I carichi riportati nei paragrafi precedente sono stati applicati direttamente sugli elementi bidimensionali. I vincoli adottati sono semplici appoggi in corrispondenza del rivestimento perimetrale e del setto interno di separazione.

Si riportano di seguito una serie di immagini rappresentative della modellazione e dell'andamento delle sollecitazioni all'interno degli elementi strutturali.

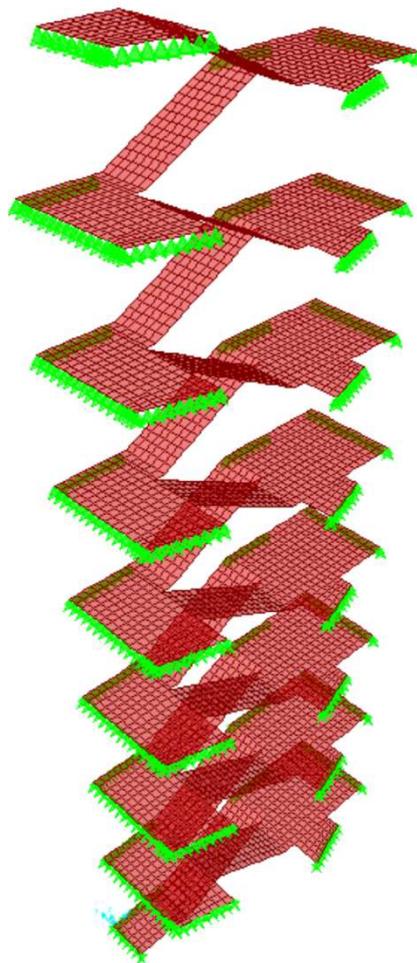


Figura 6. Scala in c.a. – Vista unifilare del modello agli elementi finiti

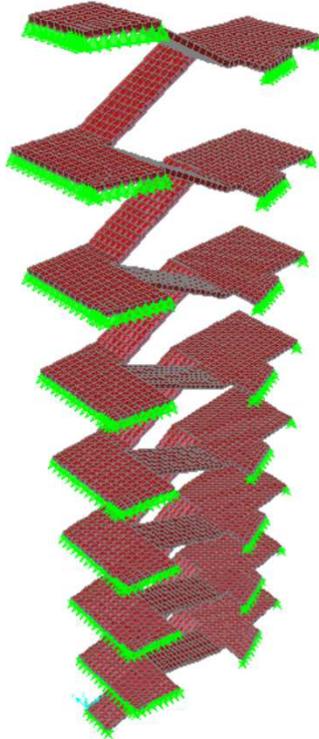


Figura 7. Scala in c.a. – Vista estrusa del modello agli elementi finiti

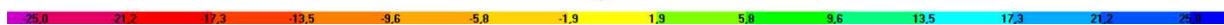
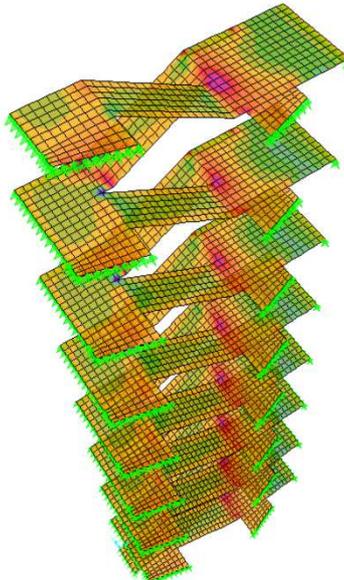


Figura 8. Scala in c.a. - Sollecitazioni M11 [kNm-m]

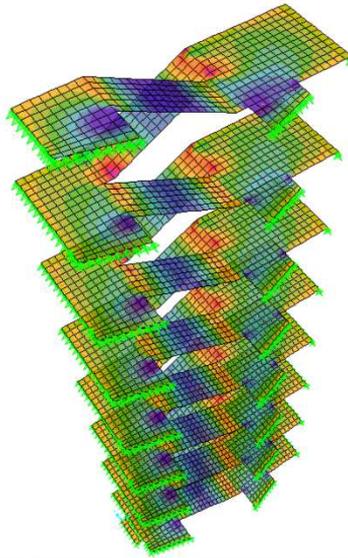


Figura 9. Scala in c.a. - Sollecitazioni M22 [kNm-m]

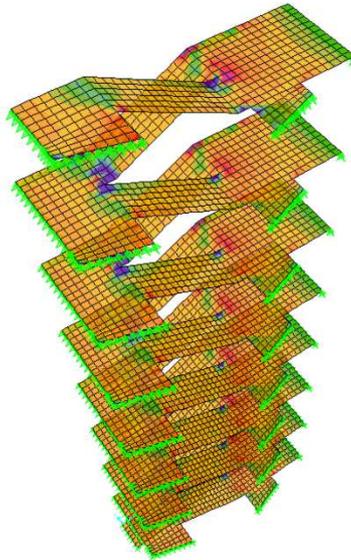


Figura 10. Scala in c.a. - Sollecitazioni V13 (longitudinale) [kN-m]

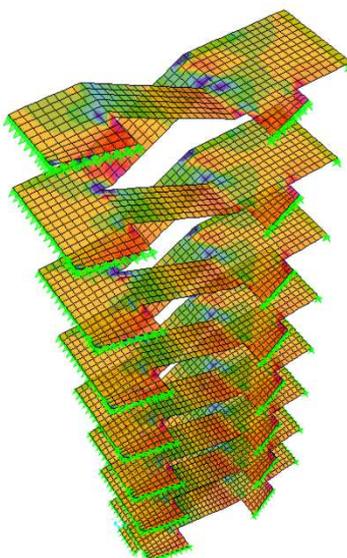


Figura 11. Scala in c.a. - Sollecitazioni V23 (trasversale) [kN-m]

### 11.2 Verifiche a flessione SLU

#### Armatura in direzione longitudinale (rampe e pianerottoli h=20cm)

La verifica a flessione è stata condotta per una fascia di 1,00m armata con Ø16/20" superiori e Ø16/20" inferiori; in particolare il valore massimo del momento flettente risulta essere pari a  $M_{Sd}=29,60$  kNm-m. Di seguito si riporta un quadro riassuntivo della verifica eseguita.

Titolo: Rampi h=20cm

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	20	1	10,05	5
			2	10,05	15

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0

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

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

Tipo flessione: Retta Deviata

Materiali: B450C C30/37

$\epsilon_{su}$  67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391,3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm²  $f_{cd}$  17 N/mm²  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8  
 $\epsilon_{syd}$  1,957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  11,5 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0,6933  
 $\tau_{c1}$  2,029

M<sub>xRd</sub> 57,81 kN m  
 $\sigma_c$  -17 N/mm²  
 $\sigma_s$  391,3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  9,457 ‰  
d 15 cm  
x 4,052 x/d 0,2701  
 $\delta$  0,7777

Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Il momento resistente risulta essere pari a  $M_{Rd}=57,81$  kNm-m, per cui la verifica è rispettata con un fattore di sicurezza  $SF=1,95$ .

**Armatura in direzione trasversale (pianerottoli h=20cm)**

La verifica a flessione è stata condotta per una fascia di 1,00m armata con Ø20/20" superiori) e Ø20/20" inferiori; in particolare il valore massimo del momento flettente risulta essere pari a  $M_{Sd}=61,30$  kNm-m. Di seguito si riporta un quadro riassuntivo della verifica eseguita.

Titolo : Pianerottolo h=20cm

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	20	1	15,71	6,4
			2	15,71	13,4

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

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n  
 N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 kNm

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione  
 Retta  Deviata

N° rett. 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C30/37	
ε <sub>su</sub>	67,5 ‰	ε <sub>c2</sub>	2 ‰
f <sub>yd</sub>	391,3 N/mm²	ε <sub>cu</sub>	3,5 ‰
E <sub>s</sub>	200.000 N/mm²	f <sub>cd</sub>	17
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0,8
ε <sub>syd</sub>	1,957 ‰	σ <sub>c,adm</sub>	11,5
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm²	τ <sub>co</sub>	0,6933
		τ <sub>c1</sub>	2,029

M<sub>xRd</sub> 74,41 kNm  
 α<sub>c</sub> -17 N/mm²  
 α<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 4,871 ‰  
 d 13,4 cm  
 x 5,603 x/d 0,4181  
 δ 0,9626

Il momento resistente risulta essere pari a  $M_{Rd}=83,34$  kNm-m, per cui la verifica è rispettata con un fattore di sicurezza  $SF=1,36$ .

**11.3 Verifica a taglio**

Con riferimento alla fascia corrente e all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = \left[ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Con:

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

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ );



$\sigma_{cp}$  è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,20 f_{cd}$ );  
 $b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm)

**Solette sp. = 20cm**

Il taglio massimo agente risulta essere pari a  $V_{sd}=77,50$  kN-m.

Per la sezione in esame, la resistenza a taglio in assenza di armatura trasversale risulta essere pari a  $V_{Rd}=98,66$  kN-m; non è dunque necessario disporre un'ideale armatura a taglio.

Si disporranno comunque legature  $\emptyset 10/30 \times 30''$ .

**11.4 Verifiche in esercizio****Rampe sp. = 20cm**

Si riporta di seguito un quadro riepilogativo delle verifiche in termini tensionali e di apertura fessure eseguite.

<b>DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS</b>		
<b>Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica</b>		
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	22,8 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	$n$	15,0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$h$	200 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	1000 [mm]
Copriferro	$d'$	50 [mm]
Altezza utile della sezione	$d$	150 [mm]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	1005 [mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	1005 [mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	$x$	53,16 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J$	191643749,6 [mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	18,426 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360 [MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b>6,31 [MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	<b><math>\sigma_s</math></b>	<b>172,52 [MPa]</b>



## CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	200 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	50 [mm]
Altezza utile della sezione	d	150 [mm]
Area dell'armatura tesa	A <sub>s</sub>	1005 [mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	A' <sub>s</sub>	1005 [mm <sup>2</sup> ]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	50 [mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	200 [mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	S <sub>rif,max</sub>	290 [mm]

## Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente

<b>Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente</b>	<b>M<sub>Ed,q.p.</sub></b>	<b>22,76 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	53,16 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	172,52 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	2,9 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k <sub>t</sub>	0,4 [-]
Altezza efficace	h <sub>c,eff</sub>	48,947993 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A <sub>c,eff</sub>	48947,993 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ <sub>p,eff</sub>	0,02054 [-]
Rapporto tra E <sub>s</sub> /E <sub>cm</sub>	α <sub>e</sub>	6,06 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub>	0,000540 [-]
		0,000540 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ <sub>eq</sub>	16,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k <sub>1</sub>	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k <sub>2</sub>	0,5 [-]
	k <sub>3</sub>	3,4 [-]
	k <sub>4</sub>	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S <sub>r,max</sub>	302,44 [mm]
		302,44 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b>w<sub>k</sub></b>	<b>0,1635 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b>w<sub>max</sub></b>	<b>0,3 [mm]</b>

***Pianerottoli sp. = 20cm***

Si riporta di seguito un quadro riepilogative delle verifiche in termini tensionali e di apertura fessure eseguite.

<b>DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS</b>			
<b>Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica</b>			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	40,9	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	$n$	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$h$	200	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	1000	[mm]
Copriferro	$d'$	66	[mm]
Altezza utile della sezione	$d$	134	[mm]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	1571	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	1571	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	$x$	60,79	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J$	201806244,8	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	18,426	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	12,31	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	<b><math>\sigma_s</math></b>	222,40	<b>[MPa]</b>

**CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS**

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	200 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	66 [mm]
Altezza utile della sezione	d	134 [mm]
Area dell'armatura tesa	A <sub>s</sub>	1571 [mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	A' <sub>s</sub>	1571 [mm <sup>2</sup> ]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	66 [mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	200 [mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	S <sub>rif,max</sub>	380 [mm]

**Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente**

<b>Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente</b>	<b>M<sub>Ed,q.p.</sub></b>	<b>40,87 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	60,79 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	222,40 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	2,9 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k <sub>t</sub>	0,4 [-]
Altezza efficace	h <sub>c,eff</sub>	46,4032843 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A <sub>c,eff</sub>	46403,2843 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ <sub>p,eff</sub>	0,03385 [-]
Rapporto tra E <sub>s</sub> /E <sub>cm</sub>	α <sub>e</sub>	6,06 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub>	0,000903 [-]
		0,000903 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ <sub>eq</sub>	20,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k <sub>1</sub>	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k <sub>2</sub>	0,5 [-]
	k <sub>3</sub>	3,4 [-]
	k <sub>4</sub>	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S <sub>r,max</sub>	324,84 [mm]
		324,84 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b>w<sub>k</sub></b>	<b>0,2932 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b>w<sub>max</sub></b>	<b>0,3 [mm]</b>