



Società incaricata:

**STUDIO SPS S.R.L.**

via Roma, 9 - 20055 Vimodrone (MI)

[www.studiosps.it](http://www.studiosps.it) - [info@studiosps.it](mailto:info@studiosps.it)

PEC [studiospsrsl@legalmail.it](mailto:studiospsrsl@legalmail.it)

tel. (+39) 02 2500 872



COMUNI DI CANEGRATE (MI)

ATO Città Metropolitana Milano

PROGETTO DEFINITIVO

**OPERE DI VOLANIZZAZIONE RETE  
FOGNARIA VIA ADIGE**

Ing. Matteo Danielli



Ing. Enzo Calcaterra



R.03 – RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

R.U.P.

Ing. Giovanni Vargiu - CAP Holding S.p.A.

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Sassari Sez. A  
n. 1265

PROGETTISTI

Ing. Matteo Danielli – StudioSPS. S.r.l.

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Milano, sez. A  
n.23228

Ing. Enzo Calcaterra – StudioSPS. S.r.l.

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Milano, sez. A  
n.10503

015046\_F\_G\_9440\_3\_23\_PD\_03

GIUGNO 2023

**Progetto Definitivo**

## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>3</b>
<b>3</b>	<b>METODOLOGIA DI CALCOLO .....</b>	<b>4</b>
3.1	AZIONI DI CALCOLO .....	4
3.1.1	<i>Classificazione delle Azioni secondo la variazione di intensità nel tempo.....</i>	4
3.1.2	<i>Combinazioni delle Azioni.....</i>	4
3.2	RISPETTO DEGLI STATI LIMITE DI SERVIZIO .....	6
3.3	RICOPRIMENTO MINIMO DELLE ARMATURE: DETERMINAZIONE DEL COPRIFERRO .....	7
3.4	MATERIALI COSTITUENTI LE OPERE D'ARTE .....	8
3.4.1	<i>Caratteristiche di calcolo.....</i>	8
3.4.2	<i>Durabilità del cls.....</i>	9
<b>4</b>	<b>METODOLOGIA DI CALCOLO .....</b>	<b>10</b>
4.1	VALUTAZIONE DI AFFIDABILITÀ DEL CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO .....	11
<b>5</b>	<b>STIMA DELLE CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO .....</b>	<b>12</b>
5.1	INDAGINI EFFETTUATE NELL'AREA DI INTERVENTO .....	12
5.2	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI .....	13
<b>6</b>	<b>ANALISI SISMICA.....</b>	<b>15</b>
6.1	PARAMETRI DI CALCOLO GENERALI.....	16
6.1.1	<i>Scelta del fattore di struttura e spettri di progetto .....</i>	22
6.2	SPINTE DI CALCOLO IN FASE SISMICA .....	24
6.3	SPINTE DI CALCOLO DELL'ACQUA IN FASE SISMICA.....	25
6.4	CONSIDERAZIONE SULL'APPLICABILITÀ E L'INFLUENZA DELL'AZIONE SISMICA .....	25
<b>7</b>	<b>ANALISI E PRE-DIMENSIONAMENTO DI MASSIMA DELLA VASCA INTERRATA.....</b>	<b>26</b>
7.1	SCHEMA DI CALCOLO – MODELLO <i>F.E.M.</i> .....	26
7.2	Verifica elementi piastra .....	30
7.3	Verifica Platea di fondazione .....	31
7.4	Verifica solaio di copertura.....	33
7.5	Verifica colonne .....	37
7.6	Verifica muri perimetrali.....	38
<b>8</b>	<b>Conclusioni .....</b>	<b>40</b>

**Progetto Definitivo**

---

## 1 PREMESSA

Il presente documento costituisce la relazione dei calcoli preliminari del Progetto Definitivo “Opere di volanizzazione rete fognaria di via Adige - Comune di Canegrate – Prog 6663\_5” inerente all’adeguamento dello sfioratore n. 2523 posto all’incrocio delle vie Adige e D’Annunzio in comune di Canegrate.

Le opere in cemento armato, contenute nel suddetto progetto ed oggetto di dimensionamento sono così composte:

- una vasca di prima pioggia completa di pozzetto di alloggiamento delle pompe di svuotamento in essa integrato
- un manufatto di grigliatura e di alimentazione della vasca stessa ad essa adiacente
- un manufatto di scolmo (SF01) da realizzare sul condotto di fognature esistente in via Adige
- una cameretta di raccordo per i nuovi condotti scatoari prefabbricati (P02)

Nella presente relazione, è riportato l’elenco dettagliato della normativa di riferimento per le future verifiche da eseguire in sede di progetto esecutivo, il dimensionamento di tutti i manufatti con particolare riferimento alle NTC 2018 e sono stati determinati i coefficienti necessari al dimensionamento delle opere.

In questa fase progettuale, quale verifica preliminare, si è quindi proceduto alla verifica di massima di una porzione ritenuta maggiormente significativa e strutturalmente dimensionante.

Nello specifico sono state verificate le parti tipologiche della struttura, per la quale viene fornita la verifica di tutti i componenti principali della vasca quali platea, soletta, pareti, pilastri interni.

Si rimanda ovviamente alle fasi successive per l’effettivo calcolo e verifica di tutti gli elementi componenti la vasca, relativo locale sovrastante e di tutte le opere accessorie alla vasca (manufatti/pozzetti di derivazione e ingresso delle portate in vasca).

Nell’analisi di pre-dimensionamento si è tenuto conto oltre che dei pesi propri, delle spinte del terreno ove congruenti con lo schema statico previsto (per le porzioni contro terra), nonché di tutti i carichi variabili derivanti dall’esercizio.

Le verifiche sono state condotte ai sensi della normativa di riferimento (Norme Tecniche per le Costruzioni 2018), considerando per le analisi delle opere le accelerazioni in fase sismica laddove maggiormente critiche rispetto alle condizioni di progetto assunte a riferimento.

**Progetto Definitivo**

---

## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- LEGGE 05/11/1971 n° 1086 “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- D.M. 11.03.1988: “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”;
- D.M. LL.PP. 14/02/1992 : “Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”;
- DECRETO MINISTERIALE LL.PP. 9 gennaio 1996 : “Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”;
- CIRCOLARE MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI 15 ottobre 1996, N. 252 : “Istruzioni per l'applicazione delle <<Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche>> di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996”;
- DECRETO MINISTERIALE LL.PP. 16 GENNAIO 1996 : “Norme tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”;
- CIRCOLARE LL.PP. 4 LUGLIO 1996, n. 156AA.GG./STC. : “Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996”;
- CNR-UNI 10011 / 88 “Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione” e s.m.i.;
  - D.M. 24 marzo 1982: “N. T. per la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento”;
  - UNI EN 206-1:2006 – “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- UNI 11104:2004 – “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1”;
  - UNI ENV 1992-1-1 EUROCODICE 2 : “Progettazione delle strutture cementizie”;
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20 Marzo 2003 n°3274 e s.m.i. “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zonasismica”;
  - C.N.R. n° 10024/1986 : “Analisi di strutture mediante elaboratore. Impostazione e Redazione delle relazioni di calcolo”.
  - D.M. 14 gennaio 2008: Norme Tecniche per le Costruzioni (TESTO UNICO).

Le precedenti norme sono utilizzate solo dove non forniscono adeguate ed esplicite indicazioni le seguenti:

- D.M. 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle «Norme tecniche per le Costruzioni»
- Circ. del C.S.LL.PP del 11 febbraio 2019, n.7/2019 “Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018.

### 3 METODOLOGIA DI CALCOLO

Il calcolo delle strutture in c.a. deve essere effettuato secondo le norme vigenti, definendo i carichi, eseguendo l'analisi delle sollecitazioni e la verifica con metodo semiprobabilistico agli Stati Limite.

#### 3.1 AZIONI DI CALCOLO

##### 3.1.1 Classificazione delle Azioni secondo la variazione di intensità nel tempo

In accordo con il punto 2.5.1.3 delle NTC 2018 si definiscono, relativamente alle opere in oggetto:

$G_1$  = valore caratteristico delle azioni permanenti del peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) ( $G_1$ );

$G_2$  = valore caratteristico delle azioni permanenti del peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;  $Q_{k1}$  = valore caratteristico dei sovraccarichi di base;

$Q_{ki}$  = valori caratteristici dei sovraccarichi "d'accompagnamento", che possono agire contemporaneamente a quelli di base;

A = azioni eccezionali, quali ad esempio incendi, esplosioni, urti ed impatti; E = azioni derivanti dai terremoti.

##### 3.1.2 Combinazioni delle Azioni

Le combinazioni di carico adoperate con i relativi coefficienti di sicurezza parziali sui carichi sono, relativamente alle opere in oggetto, con  $E_d$  = azione di calcolo da utilizzare nelle verifiche:

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

– Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

– Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omessi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ .

I precedenti coefficienti parziali di sicurezza ( $\gamma$ ) e quelli di combinazione ( $\psi$ ) sono dati dai seguenti prospetti:

**Progetto Definitivo**

**Tabella 1**

Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	da valutarsi caso per caso		
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

**Tabella 2**

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		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	$\gamma_{Qk}$	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.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

- $\gamma_{G1}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti  $G_1$ ;
- $\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali  $G_2$ ;
- $\gamma_{Qk}$  coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Capitolo 6.

**Tabella 3**

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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

**Progetto Definitivo**
**Tabella 4**
**Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno**

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

**3.2 RISPETTO DEGLI STATI LIMITE DI SERVIZIO**

Per la scelta degli stati limite da rispettare si fa riferimento alla tabella

**Tabella 5**
**Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione**

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	$w_k$	Poco sensibile Stato limite	$w_k$
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

$w_1, w_2, w_3$  sono definiti al § 4.1.2.2.4, il valore  $w_k$  è definito al § 4.1.2.2.4.5.

I valori limite di fessurazione da rispettare (in SLE), concordemente al § 4.1.2.2.4. delle NTC 2018, per le opere in oggetto poste in ambiente aggressivo (classe di esposizione XC4 - tabella 4.1.III – NTC 2018) per armatura poco sensibile sono i seguenti:

- Comb. Frequente  $w_2 = 0.30\text{mm}$
- Comb. Quasi permanente  $w_1 = 0.20\text{ mm}$  | Valori limite di tensione da rispettare nel cls

C32/40 sono:

- Comb. Caratteristica (c.d. “rara”)  $\sigma_c < 0.60\text{ fck} = 27.00\text{N/mm}^2$
- Comb. Quasi permanente  $\sigma_c < 0.45\text{ fck} = 20.25\text{ N/mm}^2$  | Valori limite di tensione

nell'acciaio cls da rispettare sono:

- Comb. Caratteristica (c.d. “rara”)  $\sigma_f < 0.80\text{ fyk} = 360\text{N/mm}^2$

**Progetto Definitivo**

### 3.3 RICOPRIMENTO MINIMO DELLE ARMATURE: DETERMINAZIONE DEL COPRIFERRO

Di seguito si riporta il calcolo dei ricoprimenti minimi delle armature  $C_{min}$  e della tolleranza di posa  $\Delta C_{dev}$ , ai sensi §C4.1.6.1.3 della circolare applicativa n.7/2019 alle NTC18 funzionali al calcolo del copriferro inteso come  $C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev}$ .

**Tabella 6**
**Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm**

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
$C_{min}$	$C_o$	ambiente	$\geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$\geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$\geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$\geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Così come riportato nei paragrafi a seguire, la struttura presenta le seguenti caratteristiche:

- $V_n = 50$  anni;
- Classe di esposizione (UNI EN 206) = XA1;
- Ambiente = Aggressivo;
- Calcestruzzo = C28/35  $\rightarrow C_{min} < C < C_o$

Trattandosi di calcestruzzo gettato in opera in contesti di lavorazione e cantiere ordinario, si assume quale tolleranza di posa:

- $\Delta C_{dev} = 10\text{mm}$

In ultimo, si ha che:

- COPRIFERRO ELEMENTI A PIASTRA (platea, soletta e pareti)  $\geq 30 + 10 = 40\text{ mm}$
- COPRIFERRO ALTRI ELEMENTI (travi, pilastri)  $\geq 35 + 10 = 45\text{ mm}$

**Progetto Definitivo**

### 3.4 MATERIALI COSTITUENTI LE OPERE D'ARTE

#### 3.4.1 Caratteristiche di calcolo

I materiali utilizzati per la realizzazione delle opere d'arte in c.a. e acciaio e i relativi coefficienti parziali di sicurezza sono:

Opere di sottofondazione non strutturali:

- CLS C12/15 (Rck 15)

Platee di fondazione, muri e pilastri

- CLS C30/37 (Rck 37 MPa)

$f_{ck} = 37.00 \text{ N/mm}^2$

resistenza caratteristica cilindrica a 28gg

$\alpha_{cc} = 0.85$

coeff. per resistenze di lungadurata

$\gamma_c = 1,5$

coeff. parziale di sicurezza

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 17,40 \text{ N/mm}^2$

resistenza di progetto a compressione  $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.59$

$\text{N/mm}^2$

resistenza di progetto a trazione

$\epsilon_{cu} = -3.5 \times 1000$

deformazione limite (compressione)

$E = 33300 \text{ MPa}$

modulo elastico a breve termine

Solaio di copertura

- CLS C35/45 (Rck 45 MPa)

$f_{ck} = 45.00 \text{ N/mm}^2$

resistenza caratteristica cilindrica a 28gg

$\alpha_{cc} = 0.85$

coeff. per resistenze di lungadurata

$\gamma_c = 1,5$

coeff. parziale di sicurezza

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 21.16 \text{ N/mm}^2$

resistenza di progetto a compressione  $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.88$

$\text{N/mm}^2$

resistenza di progetto a trazione

$\epsilon_{cu} = -3.5 \times 1000$

deformazione limite (compressione)

$E = 33300 \text{ MPa}$

modulo elastico a breve termine

- ACCIAIO DA C.A. - B450C

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

valore caratteristico a snervamento

$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$

valore caratteristico a rottura

$\gamma_s = 1,15$

coeff. parziale di sicurezza

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ N/mm}^2$

resistenza di calcolo

$\epsilon_c = 10 \times 1000$

deformazione limite

$\epsilon_{cu} = 67.5 \times 1000$

deformazione limite ultima di progetto

$E = 210000 \text{ N/mm}^2$

modulo elastico

Deve inoltre rispettare i seguenti limiti:

**Progetto Definitivo**
**Tabella 7**

Tab. 11.3.Ib

Caratteristiche	Requisiti	Frattile (%)
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}$	$\geq f_{y\text{nom}}$ 5.0
Tensione caratteristica a carico massimo	$f_{tk}$	$\geq f_{t\text{nom}}$ 5.0
	$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$ 10.0
		$< 1,35$
	$(f_y/f_{y\text{nom}})_k$	$\leq 1,25$ 10.0
Allungamento	$(A_{gt})_k$	$\geq 7,5\%$ 10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:	$\phi < 12 \text{ mm}$	4 $\phi$
	$12 \leq \phi \leq 16 \text{ mm}$	5 $\phi$
	per $16 < \phi \leq 25 \text{ mm}$	8 $\phi$
	per $25 < \phi \leq 40 \text{ mm}$	10 $\phi$

## – ACCIAIO PER CARPENTERIA TIPO S275 – TIRAFONDI - COLLEGAMENTI

<b>RESINA STRUTTURALE PER RIPRESE</b> Resina epossidica pura (senza stirene) con funzioni strutturali tipo HILTI HIT 500 V3. (SOTTOPORRE ALL'APPROVAZIONE DEL DIRETTORE LAVORI PRIMA DELL'APPLICAZIONE)
<b>ACCIAIO PER CARPENTERIA</b> (rif. UNI EN 10025, UNI EN 10210, UNI EN 10219-1) S275 -> $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$ $E = 210'000 \text{ N/mm}^2$ <u>recanti MARCHIATURA CE</u>
<b>BULLONI E COLLEGAMENTI</b> classe 8.8 -> $f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$ $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$ <u>recanti MARCHIATURA CE</u>
<b>TIRAFONDI PER RIPRESE</b> classe 5.6 -> $f_{yb} = 300 \text{ N/mm}^2$ $f_{tb} = 500 \text{ N/mm}^2$ <u>recanti MARCHIATURA CE</u> classe 8.8 -> $f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$ $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$ <u>recanti MARCHIATURA CE</u>
<b>MALTA PER INGHISAGGI</b> Betoncino tissotropico fibrinforzato (resist. a compressione a 28 gg > 50 MPa). (SOTTOPORRE ALL'APPROVAZIONE DEL DIRETTORE LAVORI PRIMA DELL'APPLICAZIONE)

**3.4.2 Durabilità del cls**

Il calcestruzzo viene definito secondo le indicazioni della UNI EN 206-1, indicando quindi la classe di esposizione ambientale per garantire la durabilità nel tempo.

Trattandosi in questo caso di opere in ambiente umido (con potenziale presenza di cloruri non derivanti da acque di mare), atte al contenimento liquidi ed interrato, si ritiene di adottare la classe XA1 con le relative caratteristiche accessorie:

**Tabella 8**

6 Attacco chimico**					
5 a	<b>XA1</b>	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Contenitori di fanghi e vasche di decantazione. Contenitori e vasche per acque reflue.	0,55	C 28/35
4 a 5 b	<b>XA2</b>	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi.	0,50	C 32/40
5 c	<b>XA3</b>	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di acque industriali fortemente aggressive. Contenitori di foraggi, mangimi e liquame provenienti dall'allevamento animale. Torri di raffreddamento di fumi di gas di scarico industriali.	0,45	C 35/45
*) Il grado di saturazione della seconda colonna riflette la relativa frequenza con cui si verifica il gelo in condizioni di saturazione: - moderato: occasionalmente gelato in condizione di saturazione; - elevato: alta frequenza di gelo in condizioni di saturazione. **) Da parte di acque del terreno e acque fluenti.					

## 4 METODOLOGIA DI CALCOLO

Modellazioni e calcoli di verifica sono stati condotti mediante i moduli del programma di calcolo MIDAS GEN, che utilizza una procedura ad elementi finiti.

Le caratteristiche salienti del programma possono essere riassunte come segue:

- analisi in campo elastico-lineare di strutture costituite da aste prismatiche di sezione qualunque comunque orientate nello spazio e da elementi finiti piani quadrangolari e triangolari (gusci) comunque disposti nello spazio;
- costruzione del modello strutturale realizzabile integralmente per mezzo di un CAD tridimensionale, con controllo immediato della geometria della struttura;
- generazione dei file dei risultati in forma binaria compatta con possibilità di generare file ASCII per le stampe solo per le sollecitazioni ed i casi di carico di interesse;

Il metodo degli elementi finiti (*F.E.M. – Finite Element Method*) può essere considerato una estensione al campo dei corpi elastici continui del metodo degli spostamenti, dove si realizza una approssimazione fisica della struttura mediante elementi (gusci, aste ecc.), per i quali si possono definire in forma esatta le relazioni forze- spostamenti ai nodi. Per analogia, si sostituisce al corpo elastico continuo il modello ad elementi finiti e si riducono ai nodi le infinite connessioni presenti. L'elemento atto a riprodurre il comportamento fisico di una parte molto piccola del modello viene visualizzato come una sottoregione in cui definire a priori, in modo possibilmente semplice, l'andamento delle funzioni incognite rappresentate dalle componenti dello spostamento.

Le relazioni analitiche fra caratteristiche di deformazione, spostamenti, sollecitazioni e tensioni nei materiali sono regolate dalla teoria classica della Scienza delle Costruzioni.

Una volta acquisiti i dati il modulo effettua una serie di controlli formali sulla correttezza dell'input, calcola le rigidità dei singoli elementi, assembla la matrice di rigidità globale della struttura, costruisce il vettore dei carichi, risolve il sistema di equazioni lineari rappresentativo del problema e calcola le sollecitazioni nei singoli elementi.

Il calcolo della struttura viene condotto per una serie di condizioni elementari che poi l'utente può combinare a piacere in quelli che vengono chiamati Casi di Carico. I casi di carico possono essere definiti per somma (semplice, doppia o quadratica) o involuppo di condizioni elementari affette da un coefficiente moltiplicativo; inoltre un caso di carico può comprendere anche altri casi di carico definiti in precedenza.

#### 4.1 VALUTAZIONE DI AFFIDABILITÀ DEL CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita, prima di tutto, dall'esistenza di un' ampia documentazione di supporto (manuale d'uso contenente fra l'altro una vasta serie di test di validazione sia su esempi classici di Scienza delle Costruzioni che su strutture particolarmente impegnative reperibili nella bibliografia specializzata).

Inoltre, la presenza di un modulo CAD per l'introduzione di dati permette la visualizzazione dettagliata degli elementi introdotti. E' possibile poi ottenere rappresentazioni grafiche di deformate e sollecitazioni della struttura, capaci di fornire al progettista valutazione qualitativa delle deformazioni, spostamenti e conformazione delle caratteristiche delle sollecitazioni agenti nei vari casi di carico considerati.

Al termine dell'elaborazione viene inoltre valutata automaticamente la qualità della soluzione, in base all'uguaglianza del lavoro esterno e dell'energia di deformazione.

A maggior tutela, la valutazione di affidabilità del codice è stata suffragata anche mediante l'ausilio di piccoli schemi statici risolvibili manualmente e riconducibili a porzioni significative del modello spaziale realizzato all'interno del software, i quali hanno restituito risultati confrontabili in termini di deformazioni/caratteristiche delle sollecitazioni.

## 5 STIMA DELLE CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO

### 5.1 INDAGINI EFFETTUATE NELL'AREA DI INTERVENTO

L'area della vasca di Canegrate (MI) è stata investigata attraverso dallo Studio Tecnico Geom. Celotti di Milano (MI). Nel dettaglio sono state eseguite le seguenti prove di caratterizzazione dei terreni:

- n. 6 sondaggi verticali a carotaggio continuo, indicati con l'acronimo S1, S2, S3, S4, S5 e S6 spinti tutti alla profondità massima di 15.0 m dall'attuale piano campagna.
- n. 6 prove penetrometriche dinamiche pesanti di tipo DPSH
- n° 30 prove SPT in foro e di cui 3, in ciascuno dei quali sono state effettuate n° 3 prove di permeabilità tipo Lefranc a carico variabile;
- da parte della dalla Società Socotec S.r.l. di Ferrara
- n° 1 indagine geofisica tipo MASW;
- n° 18 analisi chimiche dei terreni;
- n° 12 analisi relative alla pericolosità e all'ammissibilità in discarica dei rifiuti;

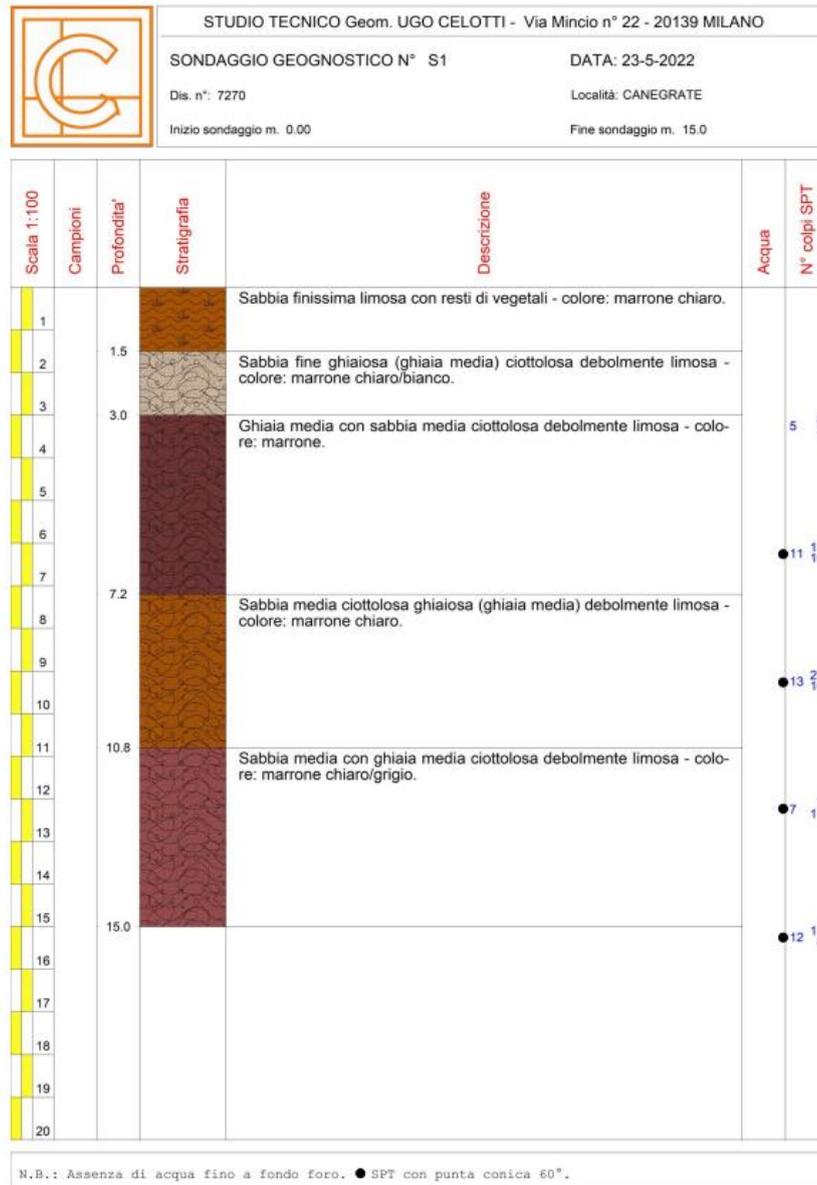


- Figura 1 – Ubicazione delle indagini scala 1:1000

**Progetto Definitivo**

**5.2 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI**

Qui vengono presentate le informazioni relative al Sondaggio S1 mentre Si rimanda comunque Per le stratigrafie complete dei sondaggi si faccia riferimento all'All. 1 di R.02\_Relazione geologico-geotecnica del presente progetto per ogni ulteriore approfondimento e per la lettura di tutti i risultati delle prove effettuate.



-Figura 2 – informazioni relative al Sondaggio S1

**Progetto Definitivo**

Dalla stratigrafia di cui sopra si possono riassumere 3 differenti macro-strati, per i quali si ipotizzano i seguenti parametri geotecnici:

**ORIZZONTE 0**

- Depositi di copertura costituiti da terreno vegetale
- Parametri geotecnici non significativi

**ORIZZONTE 1**

- Terreni prevalentemente sabbioso ghiaiosi, talora limosi, a comportamento granulare
- Parametri geotecnici:

	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi'$ (°)	$E_y$ (MPa)
Valore caratteristico	19.00	31.7	31.16

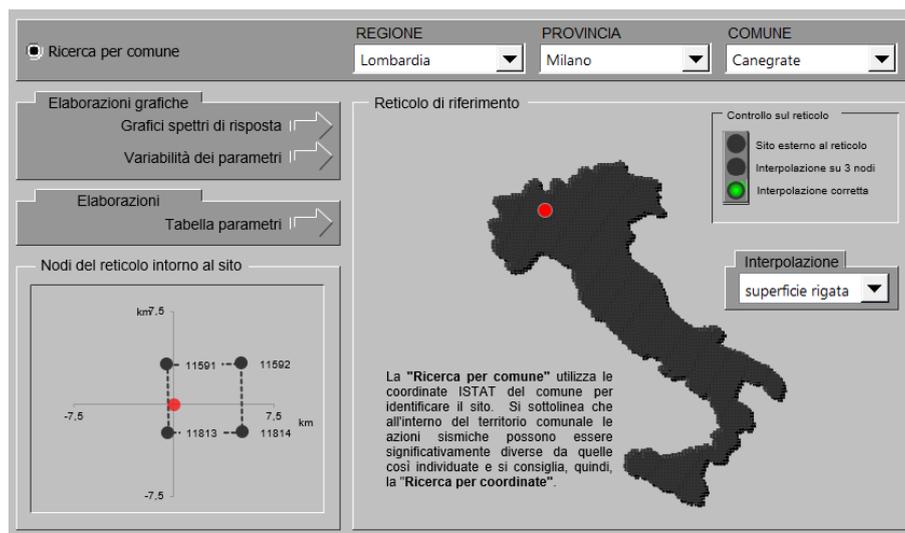
**ORIZZONTE 2**

- da terreni prevalentemente ghiaiosi con sabbia a comportamento granulare
- Parametri geotecnici:

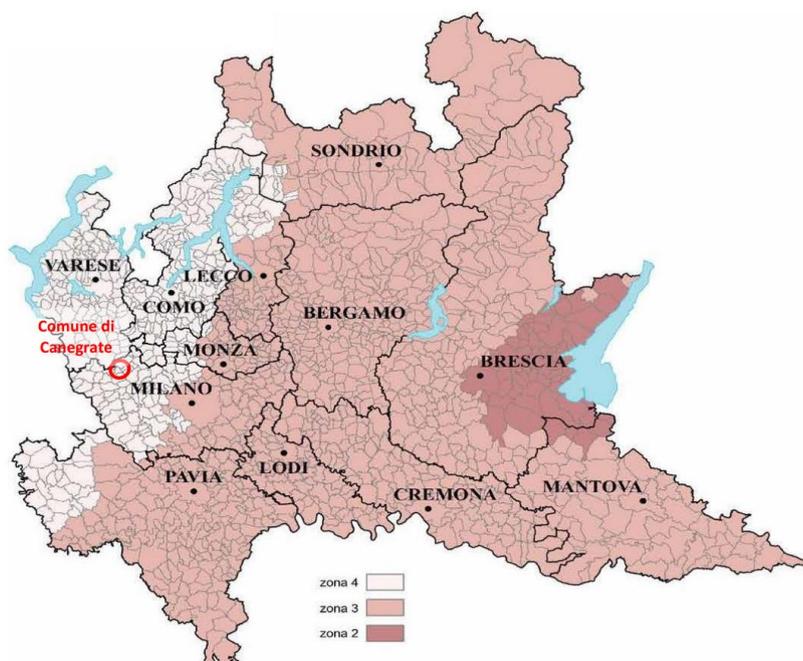
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi'$ (°)	$E_y$ (MPa)
Valore caratteristico	19.50	33.0	35.46

## 6 ANALISI SISMICA

L'opera in oggetto è ubicata in Regione Lombardia, Città Metropolitana di Milano, precisamente nel Comune di Canegrate.



La zonizzazione sismica è identificabile dalla Mappa di Classificazione sismica della Regione Lombardia (D.G.R. 11 luglio 2014 - n.2129).



**Figura 3 - Mappa di Classificazione sismica della Regione Lombardia (D.G.R. 11 luglio 2014 - n.2129)**

**Progetto Definitivo**

**6.1 PARAMETRI DI CALCOLO GENERALI**

Non prevedendo la natura dell’opera in progetto la possibilità operativa di affollamenti di persone né la presenza di personale stabilmente in loco, l’opera è stata classificata cautelativamente in Classe d’Uso II, così come previsto nel paragrafo 2.4.2 delle N.T.C. 2018 (Tabella 10).

**Tabella 10 – Classi d’uso per le costruzioni ai sensi delle N.T.C. 2018.**

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- Classe II:** Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l’ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l’ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d’uso III o in Classe d’uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l’ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d’uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l’ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

In virtù della Classe d’Uso scelta, si avrà che il Coefficiente d’Uso  $C_U$ , vale:

**Tabella 11**

**Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d’uso  $C_U$**

CLASSE D’USO	I	<b>II</b>	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	<b>1,0</b>	1,5	2,0

Per ciò che attiene la vita nominale  $V_N$  di un’opera, essa è convenzionalmente definita come “il numero di anni nel quale è previsto che l’opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali”.

I valori minimi di  $V_N$  da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati al paragrafo 2.4.1 delle NTC 2018, nella Tab. 2.4.I. che riporta:

**Tabella 12**

**Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per i diversi tipi di costruzioni**

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	<b>50</b>
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

I parametri assunti alla base dei calcoli (e meglio inquadrati nelle tabelle sottostanti), sono i seguenti:

–Vita nominale  $V_N \geq 50$  anni

Classe d’uso opere II

**Progetto Definitivo**

---

– Coefficiente d'uso

$C_u = 1.0$

– Periodo di riferimento per l'azione sismica

$V_R = V_N * C_u = 50$

The image shows a software interface for defining structural design parameters. It includes a checkbox for 'Struttura esistente' (Existing structure), which is currently unchecked. Below this, several parameters are listed with their values and units:

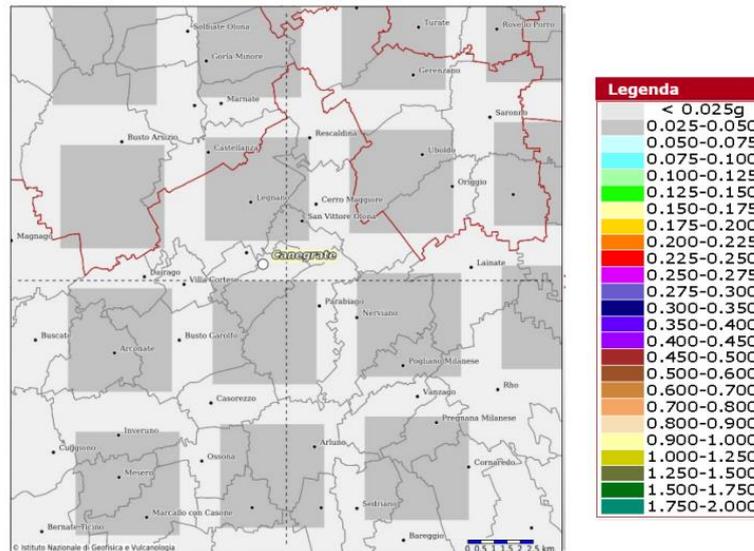
- Vita nominale dell'opera  $V_N$ : 50
- Coefficiente d'uso  $C_U$ : 1.0 (Classe d'uso II)
- Periodo di riferimento: 50
- $P_{V_R}$  di progetto (%): 10 % (SLV)
- $P_{V_R}$  di esercizio (%): 63 % (SLD)
- Coeff. di smorzamento viscoso  $\xi$  (%): 5

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle N.T.C., dalle accelerazioni  $a_g$  e dalle relative forme spettrali. Le forme spettrali previste sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima del terreno;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_C * \text{periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.}$

Questi tre parametri sono definiti in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento; cfr. Fig. 6), i cui nodi non distano fra loro più di 10 km, per diverse probabilità di superamento e per diversi periodi di ritorno (variabili tra 30 e 975 anni).

**Progetto Definitivo**



Per determinare il tempo di ritorno (TR) si utilizza l'espressione:

$$T_R = \frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

dove  $V_R$  è il periodo di riferimento della costruzione, mentre  $P_{V_R}$  è la probabilità di superamento nel periodo di riferimento, già definito nel paragrafo 1.1, in funzione della vita nominale  $V_N$  e della classe d'uso. Inoltre, le NTC definiscono gli stati limite che forniscono le probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{V_R}$  (vedi Tab. 3.2.I del Paragrafo 3.2.1 delle NTC 01/2018): pari al 5%, per lo Stato Limite di prevenzione dal Collasso (SLC), pari al 10%, per quello di salvaguardia della Vita (SLV), pari al 63%, per quello di Danno (SLD) e, pari all'81%, per quello di Operatività (SLO). Nel caso in cui il sito in esame non ricada nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $TC^*$  possono essere ricavati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici. Analogamente, qualora l'attuale pericolosità sismica su reticolo di riferimento non contempli il periodo di ritorno  $T_R$  corrispondente alla  $V_R$  e alla  $P_{V_R}$  fissate, il valore del generico parametro  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $TC^*$  ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione. Alla luce di quanto sopra indicato, i valori dei tre parametri necessari per la determinazione delle azioni sismiche in corrispondenza dell'area oggetto d'intervento sono riportati nella Tab. 13 seguente:

Stato Limite	Tempo di ritorno $T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$F_0$	$TC^*$ (s)
SLO	30	0.016	2.552	0.159
SLD	50	0.020	2.534	0.171
SLV	475	0.040	2.660	0.287
SLC	975	0.048	2.704	0.307

**Tabella 13**

**Progetto Definitivo**

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, il D.M. 17-01-2018 definisce 5 categorie in cui suddividere i terreni d'imposta in base ai valori di velocità equivalente delle onde sismiche trasversali fino al substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $V_s$  non inferiore a 800 m/s. La velocità equivalente delle onde sismiche di taglio, pertanto, è definita come: PROGETTO Realizzazione di una vasca di laminazione in cls e di una vasca disperdente in via Adige Comune di Canegrate (MI) Elaborato Data Agg. Pag. Relazione geologica, idrogeologica, geotecnica e sismica Luglio 2022 0 16 di 49 Mandataria: Mandanti: dove  $h_i$  e  $V_i$  sono lo spessore e la velocità delle onde dello strato  $i$ -esimo di fondazione,  $N$  il numero degli strati e  $H$  la profondità del substrato. Per depositi con profondità  $H$  del substrato superiore a 30 m, come in questo caso, la velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{seq}$  è definita dal parametro VS30, ottenuto ponendo  $H=30$  m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Essendo l'intervento in progetto ubicato in pianura, la categoria topografica corrispondente è la T1 superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ , che corrisponde ad un valore del coefficiente ST pari a 1.00.

**Tabella 14**

Categoria	$S_s$	$C_c$
A	1.00	1.00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.20$	$1.10 \cdot (T_c^*)^{-0.20}$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.50$	$1.05 \cdot (T_c^*)^{-0.33}$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.80$	$1.25 \cdot (T_c^*)^{-0.50}$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.60$	$1.15 \cdot (T_c^*)^{-0.40}$

Con i valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$  riportati in Tab. 13 per i vari stati limite, si ottengono i valori dei coefficienti sismici riportati nella seguente Tab. 15.

**Tabella 15**

	$S_s$	$C_c$	$St$	$A_{max}$ ( $m/s^2$ )	Beta	$K_h$	$K_v$
<b>SLO</b>	1.500	1.930	1.000	0.231	0.200	0.005	0.002
<b>SLD</b>	1.500	1.880	1.000	0.287	0.200	0.006	0.003
<b>SLV</b>	1.500	1.590	1.000	0.583	0.200	0.012	0.006
<b>SLC</b>	1.500	1.550	1.000	0.703	0.200	0.014	0.007

Ai fini della definizione dello scenario di pericolosità sismica locale, si è fatto riferimento all'analisi di microrzonazione di primo e secondo livello, raffigurata in Tav. 6 – Carta della pericolosità sismica locale, del Quadro Conoscitivo del PGT del Comune di Canegrate. In tale elaborato si osserva, innanzitutto, che l'area

**Progetto Definitivo**

oggetto d'intervento come, del resto, l'intero territorio comunale risulta appartenere alla classe Z4a "Zona di fondovalle e di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi" associabile, come effetti, ad "amplificazioni litologiche e geometriche". Relativamente all'analisi di secondo livello, invece, premesso che:

- per i Comuni ricadenti in zona sismica 4, come Canegrate, la DGR n. IX/2616 del 30 novembre 2011 stabilisce che l'approfondimento di secondo livello deve essere applicato, negli scenari PSL Z3 e Z4, nel caso di costruzione di nuovi edifici strategici e rilevanti di cui al d.d.u.o. n. 19904 del 21 novembre 2003, ferma restando la facoltà dei Comuni di estenderlo anche alle altre categorie di edifici;
- la stratigrafia del terreno, emersa dalle indagini geognostiche e sismiche appositamente eseguite è costituita prevalentemente dalla tipologia descritta nella categoria C;
- in base alla litologia prevalente in sito, è stata scelta, tra quelle proposte nell'Allegato 5 della D.G.R. IX/2616 /2011, la scheda di valutazione per le litologie prevalentemente sabbiose e ne è stata verificata la validità utilizzando i risultati dell'indagine sismica (cfr. Fig. 7);
- all'interno della scheda di valutazione di cui al punto precedente, in funzione della profondità e della velocità Vs dello strato superficiale, si è considerato che la curva più appropriata per la valutazione del valore di Fa risulta essere la 2;
- quanto indicato nei tre punti precedenti ha valore, sia per la zona oggetto d'intervento che per l'intero territorio comunale; si è dedotto che: • per periodi compresi tra 0.1 e 0.5 s e 0.5 e 1.5 s, il valore del fattore di amplificazione (Fa) risulta sempre inferiore ai relativi valori di soglia previsti;

**Tabella 16**

<b>VALORI SOGLIA PER IL PERIODO COMPRESO TRA 0.1-0.5 s</b>				
		<b>Valori soglia</b>		
<b>COMUNE</b>	<b>Classificazione</b>	<b>Suolo tipo B</b>	<b>Suolo tipo C</b>	<b>Suolo tipo D</b>
<b>Canegrate</b>	<b>4</b>	1.4	<b>1.8</b>	2.1

**TAB. 6 – VALORI SOGLIA PER IL COMUNE DI CANEGRATE PER PERIODO COMPRESO TRA 0,1 E 0,5 s**

<b>VALORI SOGLIA PER IL PERIODO COMPRESO TRA 0.5-1.5 s</b>				
		<b>Valori soglia</b>		
<b>COMUNE</b>	<b>Classificazione</b>	<b>Suolo tipo B</b>	<b>Suolo tipo C</b>	<b>Suolo tipo D</b>
<b>Canegrate</b>	<b>4</b>	1.7	<b>2.4</b>	4.1

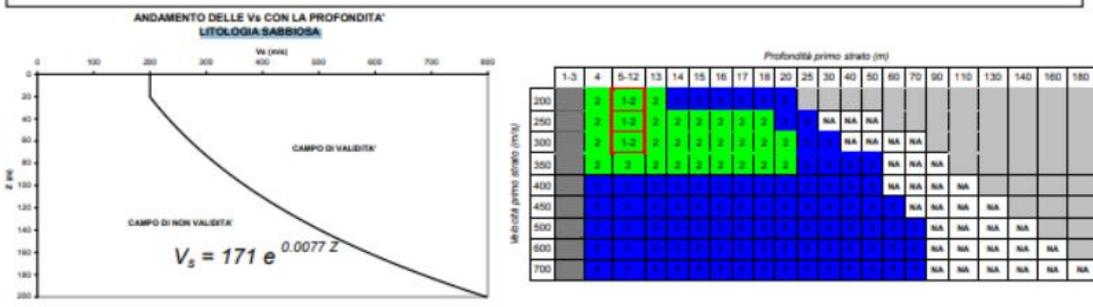
- la normativa è da considerarsi sufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica;
- in fase esecutiva, non è necessario procedere alle indagini e approfondimenti previsti dal 3° livello.

**Progetto Definitivo**

**PARAMETRI INDICATIVI**

**GRANULOMETRIA:**  
Da sabbia con ghiaia e ciottoli a limo e sabbia passando per sabbie ghiaiose, sabbie limose, sabbie con limo e ghiaia, sabbie limose debolmente ghiaiose, sabbie ghiaiose debolmente limose e sabbie

**NOTE:**  
Comportamento granulare  
Struttura granulo-sostenuta  
Clasti con  $D_{max} > 20$  cm inferiori al 15%  
Frazione ghiaiosa inferiore al 25%  
Frazione limosa fino ad un massimo del 70%



ove  
la sigla NA indica  $Fa = 1$

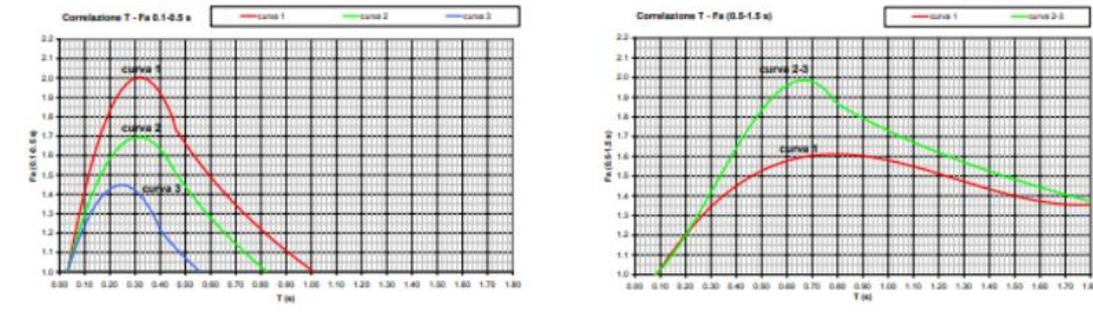
il riquadro rosso indica la condizione stratigrafica per cui è necessario utilizzare le curve 1  
**CONDIZIONE:** strato con spessore compreso tra 5 e 12 m e velocità media  $V_s$  minore o uguale a 300 m/s poggiate su strato con velocità maggiore di 500 m/s

$V_s < 300$  m/s

$V_s > 500$  m/s

0

5 - 12 m



Curva	Tratto polinomiale	Tratto logaritmico	Tratto rettilineo
1	$0.03 \leq T \leq 0.50$	$0.50 < T \leq 1.00$	$T > 1.00$
2	$Fa_{0.1-0.5} = -12.21 T^2 + 7.79 T + 0.76$	$Fa_{0.1-0.5} = 1.01 - 0.94 \ln T$	$Fa_{0.1-0.5} = 1.00$
3	$0.03 \leq T \leq 0.45$	$0.45 < T \leq 0.80$	$T > 0.80$
	$Fa_{0.1-0.5} = -8.65 T^2 + 5.44 T + 0.84$	$Fa_{0.1-0.5} = 0.83 - 0.88 \ln T$	$Fa_{0.1-0.5} = 1.00$
	$0.03 \leq T \leq 0.40$	$0.50 < T \leq 0.55$	$T > 0.55$
	$Fa_{0.1-0.5} = -9.68 T^2 + 4.77 T + 0.86$	$Fa_{0.1-0.5} = 0.62 - 0.65 \ln T$	$Fa_{0.1-0.5} = 1.00$

Curva	Tratto rettilineo	
1	$0.08 \leq T \leq 1.80$	
2	$Fa_{0.5-1.5} = 0.57 T^3 - 2.18 T^2 + 2.38 T + 0.81$	
3	$0.08 \leq T < 0.80$	$0.80 \leq T \leq 1.80$
	$Fa_{0.5-1.5} = -6.11 T^3 + 5.79 T^2 + 0.44 T + 0.93$	$Fa_{0.5-1.5} = 1.73 - 0.61 \ln T$

**Progetto Definitivo**

Sulla base dei dati raccolti al contorno dell'area oggetto di studio, oltre che di considerazioni sull'ambiente di sedimentazione e di natura idrogeologica, si ritiene che sia alquanto improbabile, la presenza, nel sottosuolo in esame, di strati di terreno granulare a grana fine (sabbie), a bassa densità, sottofalda, con spessori pari o superiori al metro; ciò in accordo con quanto emerso nell'ambito dello studio geognostico. Ne consegue che si può affermare che il rischio di liquefazione sia da considerarsi trascurabile.

**6.1.1 Scelta del fattore di struttura e spettri di progetto**

A vantaggio di sicurezza, vista anche la natura di "contenimento liquidi dell'opera", si è scelto cautelativamente di considerare la struttura come NON DISSIPATIVA.

A tal fine, si è fatto riferimento al paragrafo 7.3.1 delle NTC'18, il quale riporta che per le strutture a comportamento strutturale non dissipativo si adotta un fattore di comportamento  $q_{ND}$ , ridotto rispetto al valore minimo relativo alla CD"B" (Tab. 7.3.II, di cui un estratto è riportato sotto) secondo l'espressione:

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD"B"} \leq 1,5 \quad [7.3.2]$$

Nel caso in esame abbiamo, come tipologie strutturali:

Dove, secondo il paragrafo 7.4.3.2 avremo che:

**Tabella 17**

**Tab. 7.3.II** – Valori massimi del valore di base  $q_0$  del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Tipologia strutturale	$q_0$	
	CD" A"	CD" B"
<b>Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)</b>		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	4,5 $\alpha_w/\alpha_1$	3,0 $\alpha_w/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	4,0 $\alpha_w/\alpha_1$	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5

- strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti

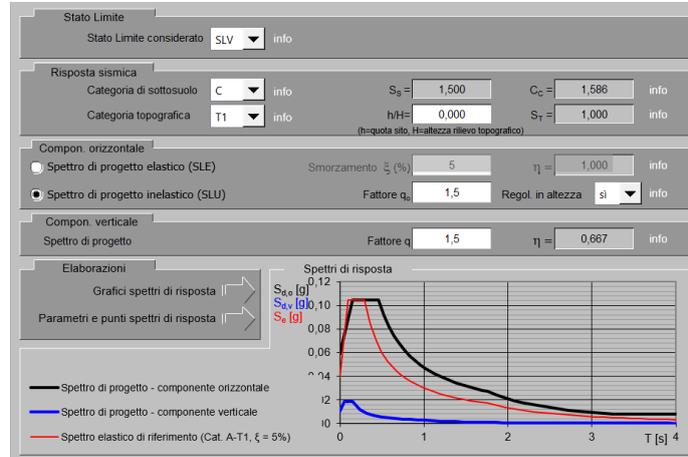
$\alpha_w/\alpha_1 = 1,2$

Da ciò ne deriva che, applicando la formula 7.3.2 di cui sopra:

$$q_{ND} = 2/3 * q_{CD"B"} = 2/3 * 3,0 * 1,2 = 2,40 \text{ ----> poiché } > 1,50 \text{ si assume proprio } q_{ND} = 1,50$$

Gli spettri di progetto risulteranno dunque:

**Progetto Definitivo**



**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0,039 g
$F_a$	2,659
$T_c$	0,287 s
$S_d$	1,500
$C_c$	1,586
$S_T$	1,000
$q$	1,500

**Parametri dipendenti**

$S$	1,500
$\eta$	0,667
$T_B$	0,152 s
$T_C$	0,455 s
$T_D$	1,757 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

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

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

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

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

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

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

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

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

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

**Punti dello spettro di risposta**

T [s]	Se [g]
0,000	0,059
0,152	0,105
0,455	0,105
0,517	0,092
0,579	0,082
0,641	0,074
0,703	0,068
0,765	0,062
0,827	0,057
0,889	0,053
0,951	0,050
1,013	0,047
1,075	0,044
1,137	0,042
1,199	0,040
1,261	0,038
1,323	0,036
1,385	0,034
1,447	0,033
1,509	0,031
1,571	0,030
1,633	0,029
1,695	0,028
1,757	0,027
1,864	0,024
1,971	0,021
2,078	0,019
2,184	0,017
2,291	0,016
2,398	0,015
2,505	0,013
2,612	0,012
2,718	0,011
2,825	0,010
2,932	0,010
3,039	0,009
3,146	0,008
3,252	0,008
3,359	0,008
3,466	0,008
3,573	0,008
3,680	0,008
3,786	0,008
3,893	0,008
4,000	0,008

**Progetto Definitivo**

**6.2 SPINTE DI CALCOLO IN FASE SISMICA**

Ove si adotti per le spinte delle terre l'analisi Pseudo-Statica, i valori dei coefficienti sismici orizzontali  $k_h$  e verticali  $k_v$ , che interessano le masse in fase sismica per le opere in oggetto saranno pari a:

$$k_h = 0,012$$

$$k_v = \pm 0,5 k_h = 0,006$$

La forza di calcolo risultante delle spinte statiche + dinamiche dei terreni sui setti verticali si assume pari a:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

Tale azione è applicata a metà altezza del muro in tutti i casi eccetto in quelli in cui è ammesso che l'opera sia

libera di ruotare intorno piede. In tal caso la forza dinamica agisce nello stesso punto di quella statica:

$H$  = altezza dell'elevazione del setto (a contatto con terreno spingente)

$E_{ws}$  = spinta idrostatica

$E_{wd} = 7/12 * k_h * \gamma_w * H'^2$  ( $H'$  altezza della falda dal piede del muro)

$\gamma^*$  = peso specifico del terreno

che nel caso in cui il livello di falda si trovi al di sotto dello strato di terreno considerato è pari al peso del terreno asciutto, viceversa del terreno alleggerito.

$K$  = coefficiente di spinta (statico + dinamico) calcolato mediante la formula di Mononobe-Okabe:

Per stati di spinta attiva:

$$\beta \leq \phi - \theta: K = \frac{\text{sen}^2 (\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen} (\phi + \theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen} (\phi + \delta) \text{sen} (\phi - \beta - \theta)}{\text{sen} (\phi + \theta - \delta) \text{sen} (\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta: K = \frac{\text{sen}^2 (\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen} (\psi - \theta - \delta)}$$

Per stati di spinta passiva (resistenza a taglio nulla tra terreno e muro):

$$K = \frac{\text{sen}^2 (\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi + \theta \left[ 1 - \frac{\text{sen}}{\text{sen} (\psi + \beta) \text{sen} (\psi + \theta)} \right]^2}$$

dove:

$\Phi$  = è il valore di calcolo dell'angolo di resistenza a taglio del terreno in condizioni di sforzo efficace;

$\Psi, \beta$  = è l'angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale rispettivamente della parete del muro rivolta a monte e dalla superficie del terrapieno = variabile da caso a caso;

**Progetto Definitivo**

$\delta$  = è il valore dell'angolo di resistenza a taglio tra terreno e muro  $< 2/3 \Phi$ ;  $\theta$  = è l'angolo ricavato dalle seguenti espressioni:

nel caso in cui il livello di falda si trovi al di sotto del terreno considerato:

$$\tan \theta = k_h / (1 \pm k_v)$$

nel caso in cui il livello di falda si trovi al di sopra del terreno considerato :

$$\tan \theta = \gamma / (\gamma - \gamma_w) k_h / (1 \pm k_v)$$

Nel caso di strutture rigide completamente vincolate, in modo tale che non può svilupparsi nel terreno uno stato di spinta attiva, e aventi muri verticali con terrapieno orizzontale, l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato come:

$$\Delta P_d = a_s \gamma H^2$$

con punto di applicazione a metà dell'altezza H del muro.

### 6.3 SPINTE DI CALCOLO DELL'ACQUA IN FASE SISMICA

In caso di presenza di acqua libera sulla faccia esterna del setto si considera la sovrappressione pari a:

$$q(z) = \pm 7/8 * k_h * \gamma_w * v(h * z)$$

dove:

h = quota del pelo libero dell'acqua

z = coordinata verticale diretta verso il basso, con origine al pelo libero dell'acqua.

### 6.4 CONSIDERAZIONE SULL'APPLICABILITÀ E L'INFLUENZA DELL'AZIONE SISMICA

Le opere in progetto, per la loro particolare natura e funzione risultano quasi interamente interrate con un ricoprimento sovrastante significativo (circa 1 m), eccezion fatta per il locale tecnico che risulta essere fuori terra.

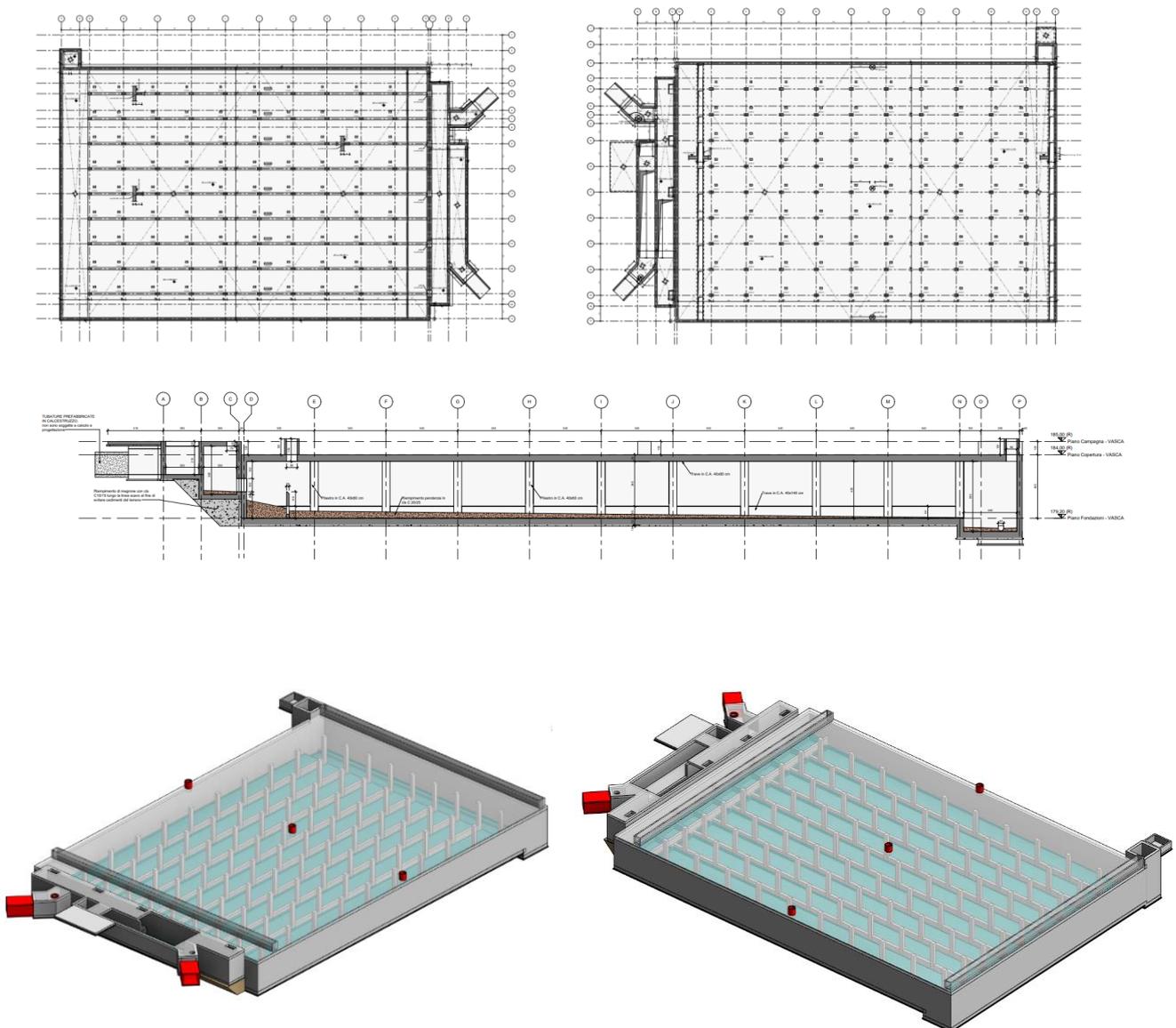
Questo, unitamente alla scolarità e forte iperstaticità della struttura stessa, comporta che tutte le opere interrate di fatto si muovano, nell'ipotesi di evento sismico parossistico, contemporaneamente ed in fase col terreno entro cui sono contenute (comportamento rigido del tipo "box tipe foundation", c.f.r. E.C.8), da cui si possono escludere effetti strutturali derivanti da spostamenti sismici/drift di interpiano (poiché tali spostamenti differenziali di interpiano risultano quasi inesistenti per opere B.T.F., EC8).

**Progetto Definitivo**

## 7 ANALISI E PRE-DIMENSIONAMENTO DI MASSIMA DELLA VASCA INTERRATA

### 7.1 SCHEMA DI CALCOLO – MODELLO F.E.M.

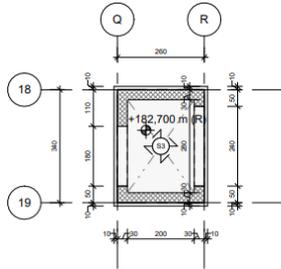
Il modello di pre-dimensionamento è stato sviluppato a partire dalla reale configurazione geometrica prevista per il manufatto in progetto.



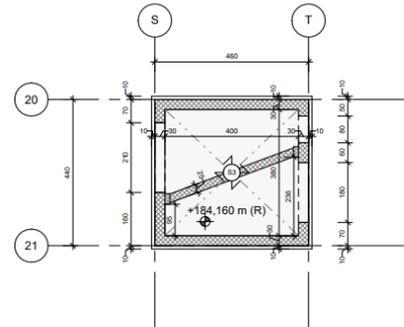
*Figura 4 – Pianta, Sezione e Modello 3D vasca di prima pioggia.*

**Progetto Definitivo**

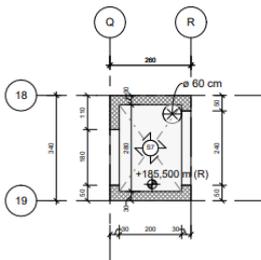
Per quanto riguarda le camerette di raccordo si riportano in seguito le immagini di piante e viste modello:



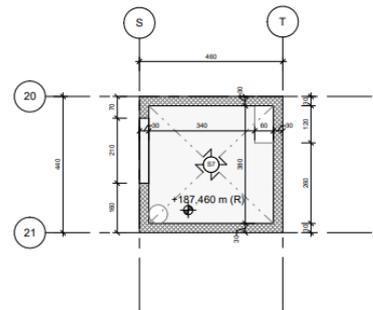
**PIANTA FONDAZIONI - CAMERETTA P02**



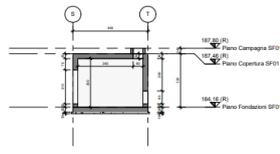
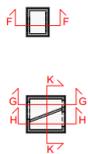
**PIANTA FONDAZIONI - CAMERETTA SF01**



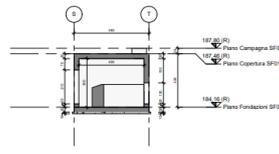
**VISTA SPECULARE COPERTURA - CAMERETTA P02**



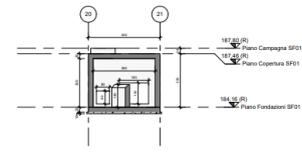
**VISTA SPECULARE COPERTURA - CAMERETTA SF01**



**SEZIONE G-G**

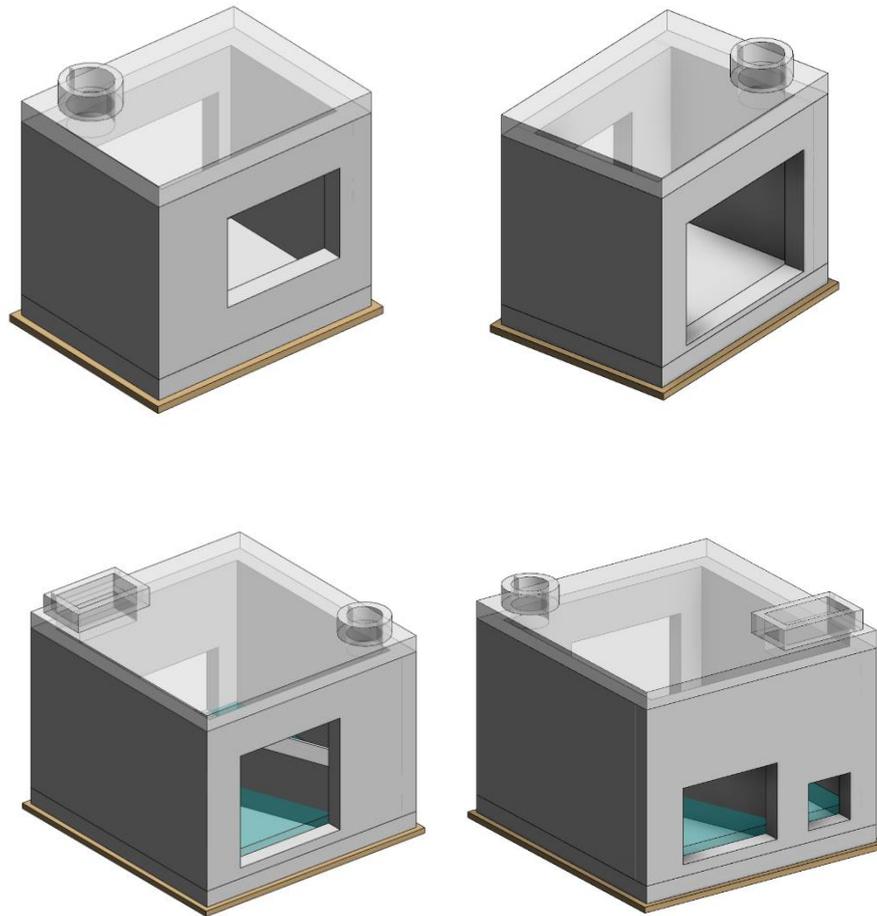


**SEZIONE H-H**



**SEZIONE K-K**

**Progetto Definitivo**



*Figure 5 – Pianta, Sezione e Modello 3D vasca camerette P01 e SF02.*

Nella fase definitiva del progetto è stata fatta una modellazione preliminare della vasca di prima pioggia al fine di eseguire il predimensionamento delle opere portanti principali.

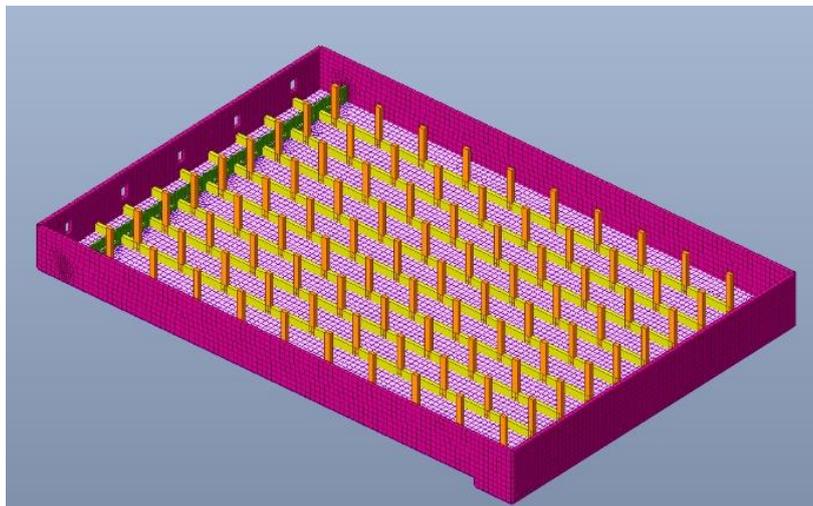
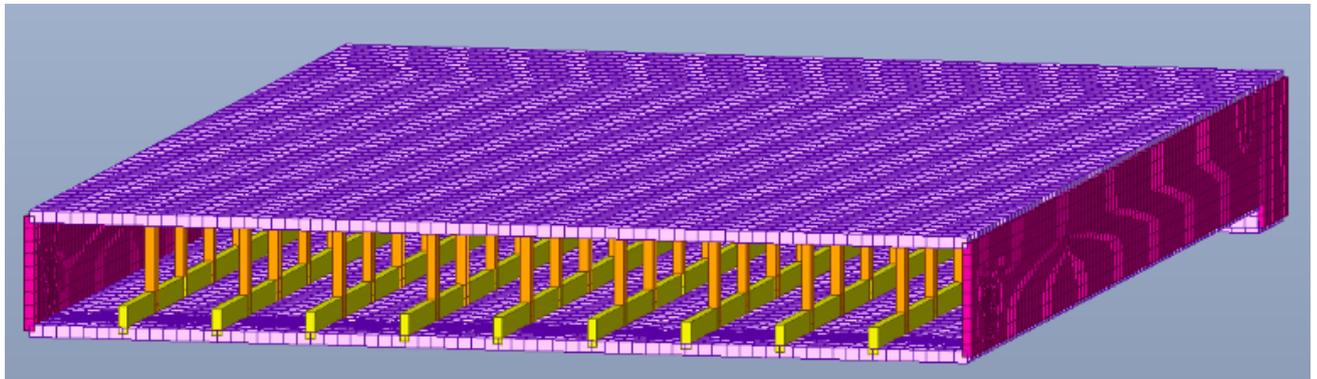
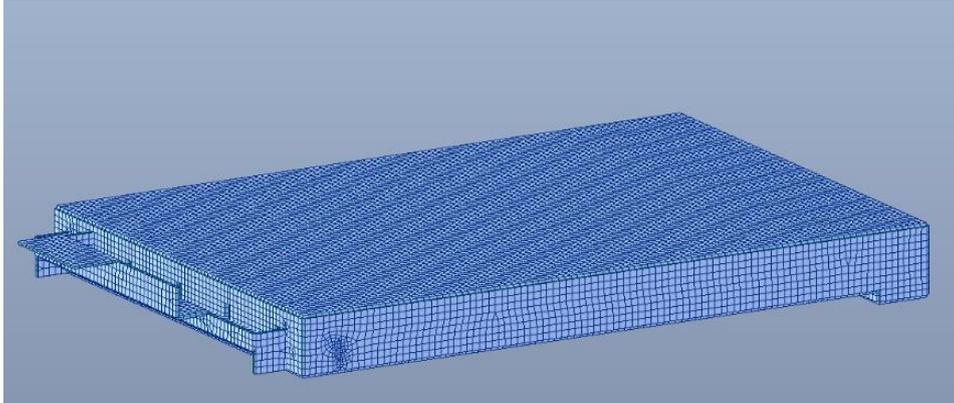
Dall'analisi delle sollecitazioni, vista anche la bassa sismicità della zona, emerge che la combinazione dominante è quella SLU; nel dettaglio per l'impalcato di copertura è stato assunto un carico di finitura pari a 19,00 kN/m<sup>2</sup> mentre un carico variabile pari a 5,00 kN/m<sup>2</sup>.

Il modello *F.E.M.* quindi, è stato realizzato mediante l'utilizzo di "elementi Guscio" (*shell* - per le platee di base e solette di copertura, pareti e setti interni etc) o di "elementi Asta" (*beam* - per tutti i pilastri e le travi previsti nella vasca interrata) con conformazione geometrica (spessori, altezze ecc.) e materica riconducibile a quella reale.

Ciò comporta una rigorosa computazione sia per quanto riguarda i pesi propri degli elementi (automaticamente assegnati dal programma in funzione del materiale scelto e della sezione geometrica assegnata per ciascun elemento modellato) sia per quanto riguarda le effettive rigidezze.

**Progetto Definitivo**

Per questa fase di progetto è stato realizzato il modello completo della vasca le cui viste principali vengono in seguito rappresentate:

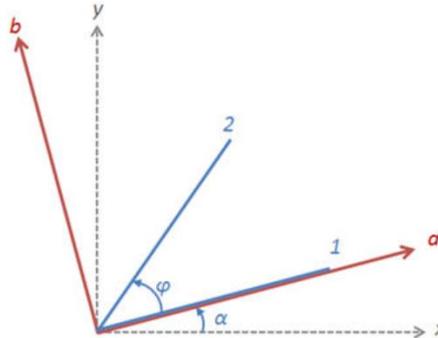


*Figura 6 -Viste globali del modello F.E.M. realizzato.*

**Progetto Definitivo**

**7.2 Verifica elementi piastra**

Per la verifica degli elementi piastra di fondazione sono state definiti i Wood Armer moment, calcolati in automatico dal post-processore del programma Midas Gen, applicando la seguente analisi:



x, y: local axis of plate element  
1, 2: reinforcement direction  
 $\alpha$ : angle between local x-direction and reinforcement direction 1  
 $\varphi$ : angle between reinforcement direction 1 and reinforcement direction 2

Firstly, internal forces ( $m_{xx}$ ,  $m_{yy}$  and  $m_{xy}$ ) are transformed into the a-b coordinate system.

$$m_a = \frac{m_{xx} + m_{yy}}{2} + \frac{m_{xx} - m_{yy}}{2} \cos 2\alpha + m_{xy} \sin 2\alpha$$

$$m_b = \frac{m_{xx} + m_{yy}}{2} - \frac{m_{xx} - m_{yy}}{2} \cos 2\alpha - m_{xy} \sin 2\alpha$$

$$m_{ab} = -\frac{m_{xx} - m_{yy}}{2} \sin 2\alpha + m_{xy} \cos 2\alpha$$

Then, **Wood-Armer** moments are calculated as follows:

**[Bottom Rebar]**

$$m_{ud1} = m_a - 2m_{ab} \cot \varphi + m_b \cot^2 \varphi + \left| \frac{m_{ab} - m_b \cot \varphi}{\sin \varphi} \right|$$

$$m_{ud2} = \frac{m_b}{\sin^2 \varphi} + \left| \frac{m_{ab} - m_b \cot \varphi}{\sin \varphi} \right|$$

When  $m_{ud1} < 0$  and  $m_{ud2} > 0$ ,

$$m_{ud1} = 0$$

$$m_{ud2} = \max \left\{ 0, \frac{m_b + [(m_{ab} - m_b \cot \varphi)^2 / (m_a - 2m_{ab} \cot \varphi + m_b \cot^2 \varphi)]}{\sin^2 \varphi} \right\}$$

When  $m_{ud1} > 0$  and  $m_{ud2} < 0$ ,

$$m_{ud1} = \max \left\{ 0, m_a - 2m_{ab} \cot \varphi + m_b \cot^2 \varphi + \left| \frac{(m_{ab} - m_b \cot \varphi)^2}{m_b} \right| \right\}$$

$$m_{ud2} = 0$$

When  $m_{ud1} < 0$  and  $m_{ud2} < 0$ ,

$$m_{ud1} = 0$$

$$m_{ud2} = 0$$

**Progetto Definitivo**

[Top Rebar]

$$m'_{ud1} = m_a - 2m_{ab} \cot \varphi + m_b \cot^2 \varphi - \left| \frac{m_{ab} - m_b \cot \varphi}{\sin \varphi} \right|$$

$$m'_{ud2} = \frac{m_b}{\sin^2 \varphi} - \left| \frac{m_{ab} - m_b \cot \varphi}{\sin \varphi} \right|$$

When  $m'_{ud1} > 0$  and  $m'_{ud2} < 0$ ,

$$m'_{ud1} = 0$$

$$m'_{ud2} = \min \left\{ 0, \frac{m_b - |(m_{ab} - m_b \cot \varphi)^2 / (m_a - 2m_{ab} \cot \varphi + m_b \cot^2 \varphi)|}{\sin^2 \varphi} \right\}$$

When  $m'_{ud1} < 0$  and  $m'_{ud2} > 0$ ,

$$m'_{ud1} = \min \left\{ 0, m_a - 2m_{ab} \cot \varphi + m_b \cot^2 \varphi - \left| \frac{(m_{ab} - m_b \cot \varphi)^2}{m_b} \right| \right\}$$

$$m'_{ud2} = 0$$

When  $m'_{ud1} > 0$  and  $m'_{ud2} > 0$ ,

$$m'_{ud1} = 0$$

$$m'_{ud2} = 0$$

### 7.3 Verifica Platea di fondazione

Per la platea di fondazione si riportano in seguito le quattro mappe di sollecitazione fondamentali relative ai wood armer moment top e bottom nelle due direzioni principali:

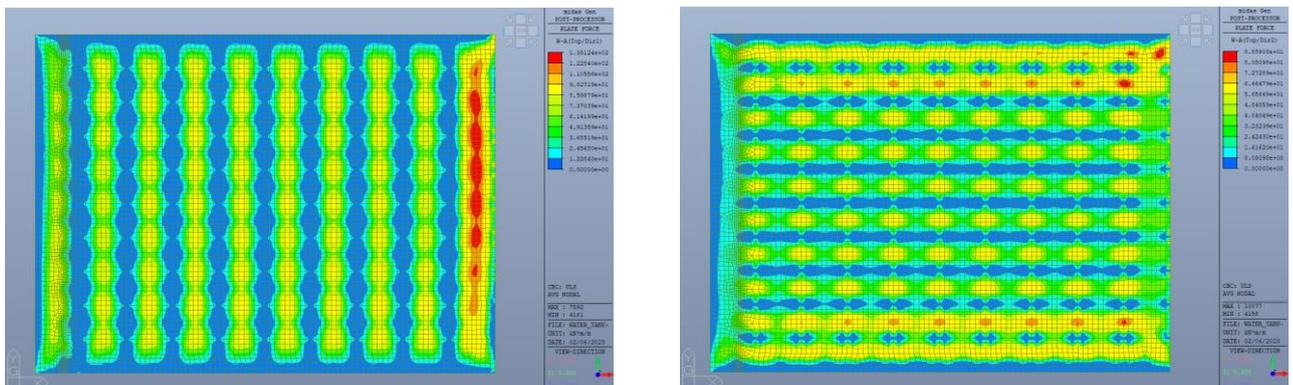


Figura 7 - wood armer moment X e Y top.

Progetto Definitivo

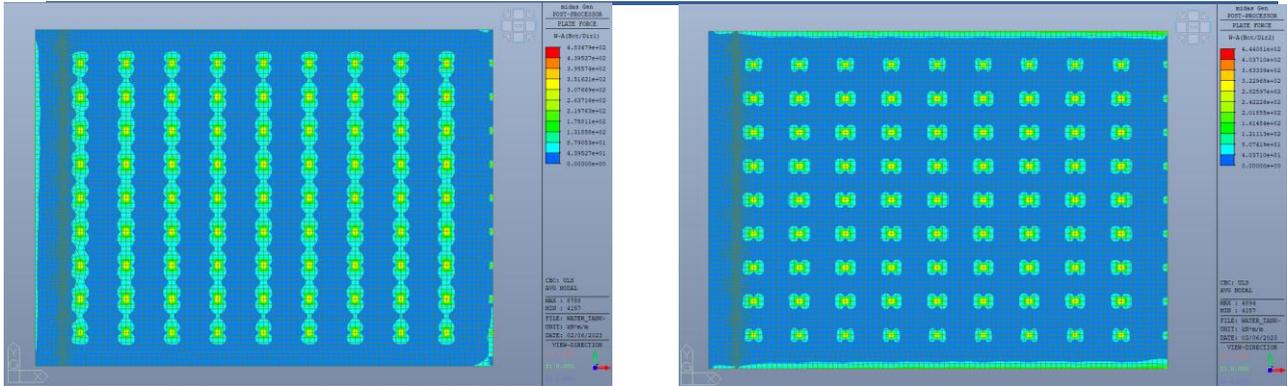
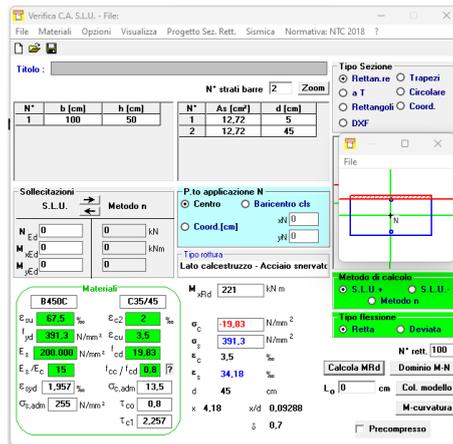
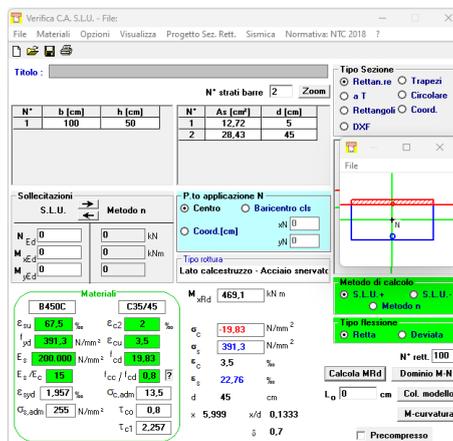


Figura 8 - wood armer moment X e Y top.

Per la platea viene ipotizzata un'armatura 1+1Φ18/20x20 la quale garantisce il seguente momento resistente:



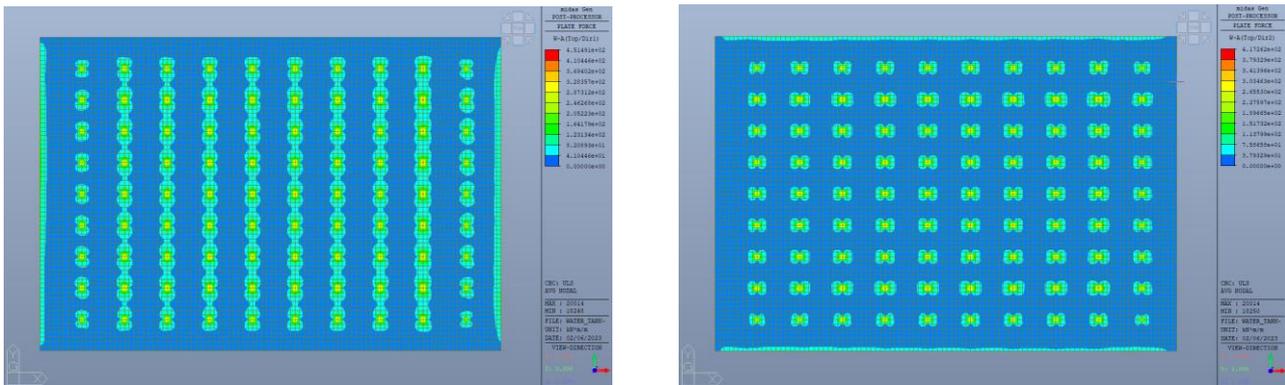
I picchi di momento in corrispondenza delle pilastrate e delle prime campate verranno coperti con l'aggiunta di armature tese 1Φ20/20 alternati all'armatura diffusa che permetteranno di garantire la seguente resistenza:



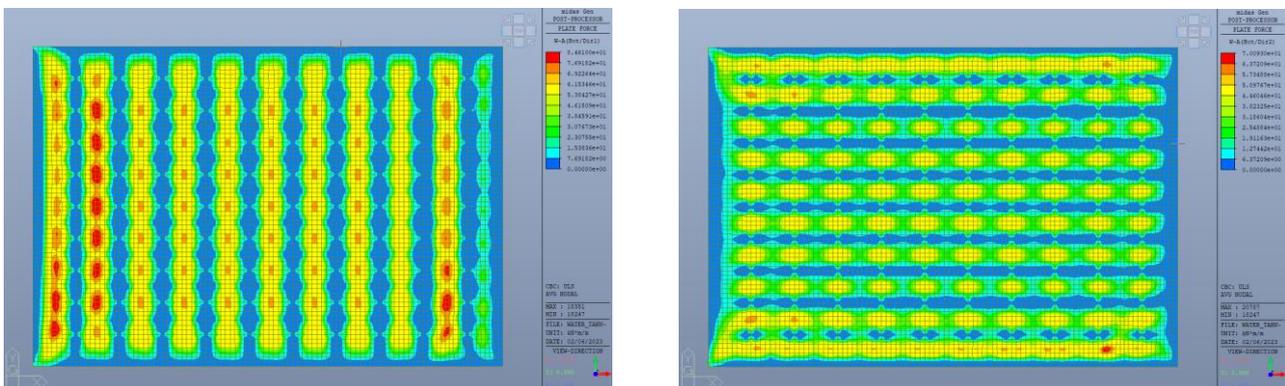
**Progetto Definitivo**

### 7.4 Verifica solaio di copertura

Per il solaio di copertura si riportano in seguito le quattro mappe di sollecitazione fondamentali relative ai wood armer moment top e bottom nelle due direzioni principali:



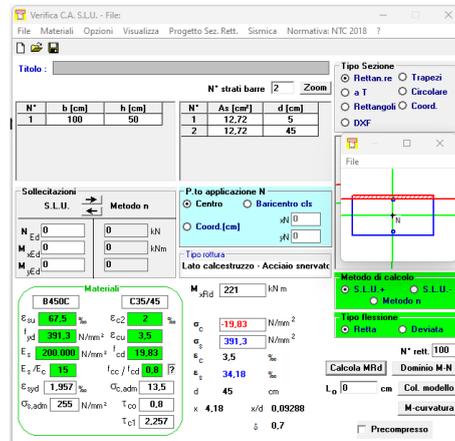
*Figura 9 - wood armer moment X e Y top.*



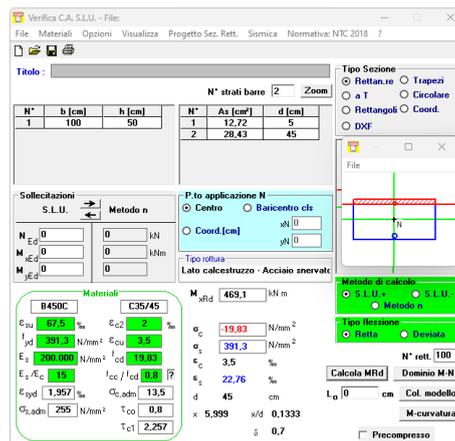
*Figura 10 - wood armer moment X e Y bottom.*

Per la soletta viene ipotizzata un'armatura 1+1Φ18/20x20 la quale garantisce il seguente momento resistente:

**Progetto Definitivo**



I picchi di momento in corrispondenza delle pilastriere e delle prime campate verranno coperti con l'aggiunta di armature tese 1Φ20/20 alternati all'armatura diffusa che permetteranno di garantire la seguente resistenza:



Relativamente al taglio, nella zona di connessione con il pilastro, è stata eseguita la verifica di punzonamento in accordo all'Eurocodice 2 per la quale è emerso che non sono necessarie specifiche armature di rinforzo.

Le azioni di progetto per la verifica a punzonamento sono le medesime illustrate nel successivo capitolo per la verifica delle colonne.

Di seguito si riporta la verifica di dettaglio svolta:

**Progetto Definitivo**

 <b>Leviat</b> <small>A CRH COMPANY</small>	Development	ProNo.	Pagina 1
	Item		
HALFEN HDB Armatura di punzonamento, ETA-12/0454 (Europe, EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 + A1:2014) HALFEN Programma di calcolo HDB, version 13.61		 <b>HALFEN</b>	
<p><small>Il dimensionamento - inclusi i valori statici - vale solo per il prodotto HALFEN esposto. Le capacità portanti di prodotti concorrenti apparentemente identici possono variare. L'editore del programma declina ogni responsabilità per prodotti alternativi.</small></p>			
<p><b>Verifica di punzonamento per pilastro rettangolare interno (Calcestruzzo gettato in opera)</b></p>			
Carico di punzonamento	$V_{Ed}$	=	1400,0 kN
Aumento del carico	$\beta$	=	1,15
Spessore soletta	$h$	=	50 cm
Altezza statica	$d$	=	44 cm
Larghezza pilastro	$b$	=	40 cm
Spessore pilastro	$a$	=	60 cm
Profondità di penetrazione pilastro	$h_a$	=	0 cm
Coprifero alto / parte inferiore	$c_{nom,o} / c_{nom,u}$	=	4 cm / 4 cm
Beton / Acciaio d'armatura / HDB		=	C45/55 / $f_{yk}=500$ N/mm <sup>2</sup> / B500
Area di armatura	$a_{sx}$	=	12,72 cm <sup>2</sup> /m ( $\rho_x = 0,29$ %)
Area di armatura	$a_{sy}$	=	12,72 cm <sup>2</sup> /m ( $\rho_y = 0,29$ %)
Tasso d'armatura	$\rho_t$	=	0,29 % < 2,00 %
<p><b>Nella sezione di verifica critica, <math>u_1</math></b></p>			
specific column perimeter	$u_0 / d$	=	4,5
$u_1$		=	752,9 cm
$k = \min \{ 1 + \sqrt{200/d[mm]} ; 2 \}$		=	1,67
Pre-factor for $V_{Rd,c,1}$	$C_{Rd,c}$	=	0,12
$V_{Rd,c,1} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_t \cdot f_{ck})^{1/3}$		=	472,45 kN/m <sup>2</sup>
$V_{Rd,c,2} = V_{min} = 0,0525 \cdot f_{ct} \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$		=	508,61 kN/m <sup>2</sup>
$V_{Rd,c} = \max \{ V_{Rd,c,1} ; V_{Rd,c,2} \} \cdot u_1 \cdot d = 1684,9$ kN > 1610,0 kN = $V_{Ed} \cdot \beta$			
<p>Maximum allowed punching shear (web-crushing limit) at the periphery of the column (EN 1992-1-1, section 6.4.3(2)):</p>			
$V_{Rd,max,u0} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot u_0 \cdot d$		=	5195,5 kN
<p>Non è necessaria nessuna armatura di punzonamento</p>			
 <b>HALFEN</b>		HDB 13.61 06/02/2023	

Leviat s.r.l. Società Unipersonale, Via F.lli Bronzetti 28, 24124 Bergamo, Tel.: +39 035.07607.11, Fax: +39 035.07607.99 © Leviat GmbH, Langenfeld, Germany

**Progetto Definitivo**

	Development	ProNo.	Pagina 2
	Item		

HALFEN HDB Armatura di punzonamento, ETA-12/0454 (Europe, EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 + A1:2014)  
HALFEN Programma di calcolo HDB, version 13.61

Il dimensionamento - inclusi i valori statici - vale solo per il prodotto HALFEN esposto. Le capacità portanti di prodotti concorrenti apparentemente identici possono variare. L'editore del programma declina ogni responsabilità per prodotti alternativi.

Area di posa

Sezione      Scale 1:26

[cm]

---

Pianta      Scale 1:14

b = 40

a = 60

Minimum bar length:  $l_{bar,min,x} = 324 \text{ cm} + 2 \cdot l_{bd}$ ;  $l_{bar,min,y} = 304 \text{ cm} + 2 \cdot l_{bd}$ ;  $l_{bd}$  is the anchorage length  
*Note: Due to other verifications, different minimum bar length can be decisive.*

	HDB 13.61 06/02/2023
--	-------------------------

Leviat s.r.l., Società Unipersonale, Via F.lli Bronzetti 28, 24124 Bergamo, Tel.: +39 035.07607.11, Fax: +39 035.07607.99 © Leviat GmbH, Langenfeld, Germany

Progetto Definitivo

## 7.5 Verifica colonne

Nella seguente immagine si riportano le massime azioni assiali agenti sulle colonne presenti:

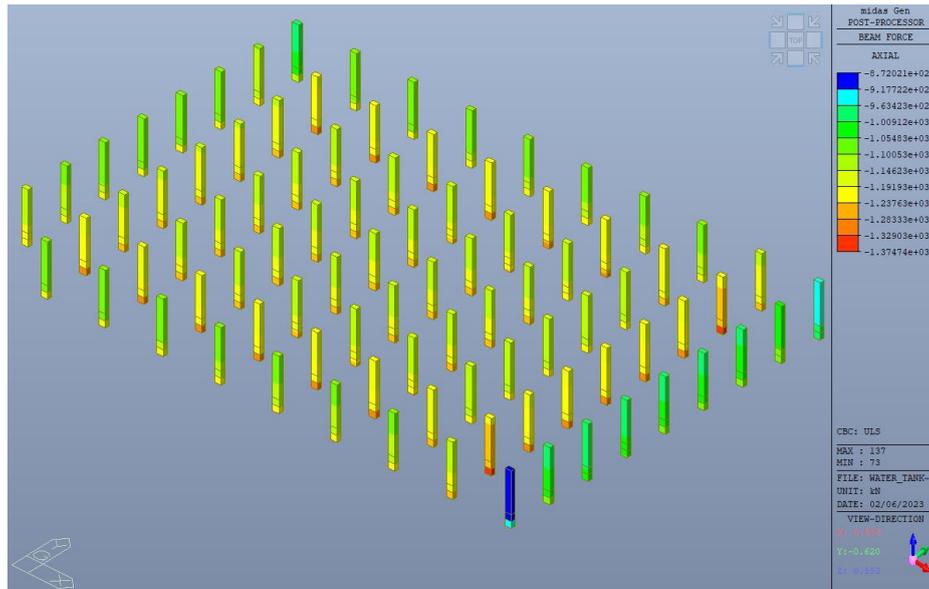


Figura 11 - azioni assiali sulle colonne.

Per le colonne 40x60 cm è stata ipotizzata un'armatura pari a 8 fi18 distribuita omogeneamente sulla sezione. In seguito si riporta la verifica di resistenza nel dominio di resistenza della sezione.

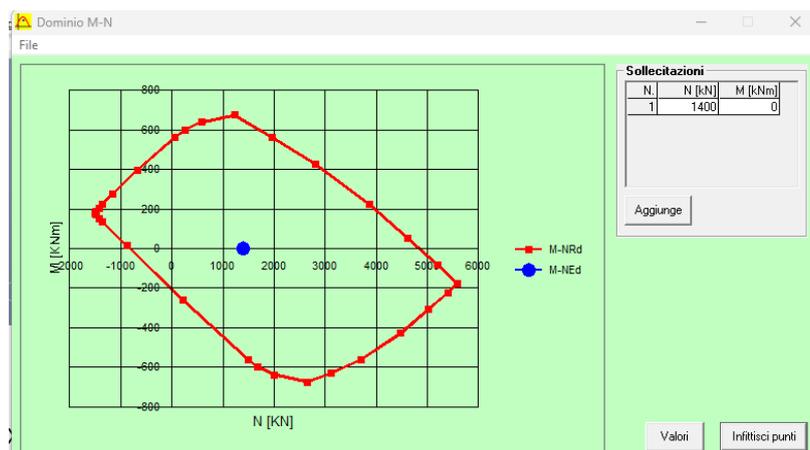
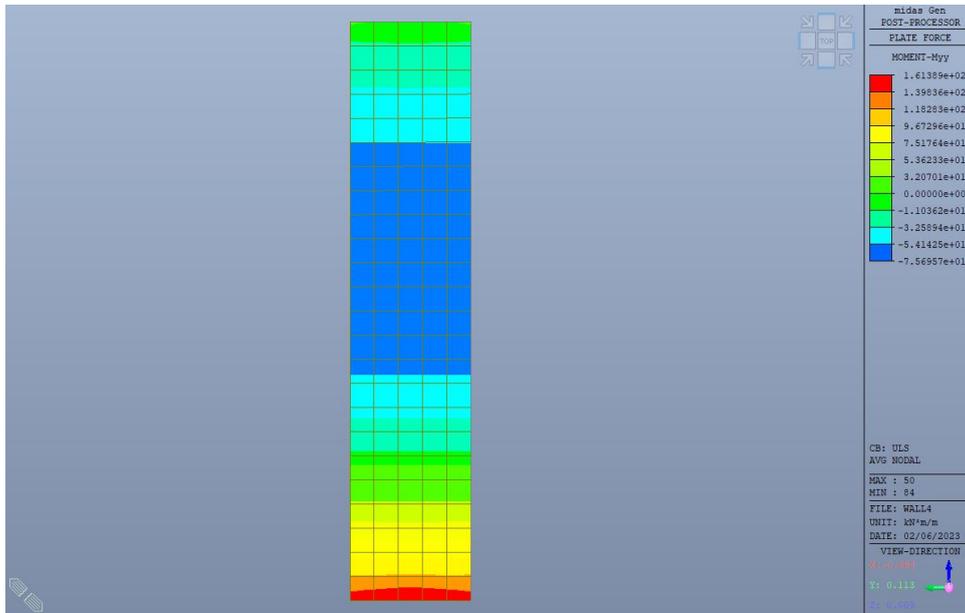


Figura 12

**Progetto Definitivo**

**7.6 Verifica muri perimetrali**

Per i muri controterra si riportano in seguito le principali azioni flessionali principali:



**Figura 13 - azioni flessionali principali.**

Il muro verrà armato con un'armatura verticale 1+1Φ12/20 per la quale saranno previste delle armature di chiamata "alta" 1Φ14/10 lato terra e 1Φ12/20 lato vasca.

Per la sezione di campata la verifica di resistenza risulterà:

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

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo :

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm <sup>2</sup> ]	d [cm]
1	100	40	1	5,65	5
			2	5,65	35

N\* strati barre 2 Zoom

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N Ed 0 kN  
M xEd 0 kNm  
M yEd 0

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M xRd 82,51 kN m

Materiali

B450C		C30/37	
$\epsilon_{su}$	67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391,3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$	3,5 ‰
$E_s$	200.000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$	17
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0,8
$\epsilon_{syd}$	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	11,5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$	0,6933
		$\tau_{c1}$	2,029

$\sigma_c$  -17 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  391,3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  34,74 ‰  
d 35 cm  
x 3,204 x/d 0,09154  
 $\delta$  0,7

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

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

Tipo flessione  
 Retta  
 Deviata

N\* rett. 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
 M-curvatura  
 Precompresso

**Progetto Definitivo**

Per la sezione di incastro alla base, considerando le chiamate “alte” a passo 1Φ14/10 cm la verifica risulterà:

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key sections include:

- Titolo:** [Empty field]
- N° strati barre:** 2
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5,65	5
2	15,39	35
- Sollecitazioni:** S.L.U. / Metodo n
- P.to applicazione N:** Centro
- Materiali:**
  - B450C:**  $\epsilon_{su}$  67,5 ‰,  $f_{yd}$  391,3 N/mm²,  $E_s$  200.000 N/mm²,  $\epsilon_{syd}$  1,957 ‰,  $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²
  - C30/37:**  $\epsilon_{c2}$  2 ‰,  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰,  $f_{cd}$  17,  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8,  $\sigma_{c,adm}$  11,5,  $\tau_{co}$  0,6933,  $\tau_{c1}$  2,029
- Calcolo:**  $M_{xRd}$  200,2 kNm,  $\sigma_c$  -17 N/mm²,  $\sigma_s$  391,3 N/mm²,  $\epsilon_c$  3,5 ‰,  $\epsilon_s$  23,06 ‰,  $d$  35 cm,  $x$  4,612,  $x/d$  0,1318,  $\delta$  0,7
- Metodo di calcolo:** S.L.U. / Metodo n
- Tipo flessione:** Retta
- Calcoli:** Calcola MRd, Dominio M-N, L<sub>0</sub> 0 cm, Col. modello, M-curvatura
- Precompresso:** [Checked]

**Progetto Definitivo**

---

**8 CONCLUSIONI**

Le verifiche riportate nel capitolo 7 dimostrano la robustezza della struttura nei confronti delle principali azioni di progetto.

A valle dell'approvazione da parte del cliente del progetto definitivo, nello sviluppo del progetto esecutivo verranno analizzate le verifiche di tutti gli elementi strutturali proponendo anche le verifiche di dettaglio degli altri elementi portanti.

In questa fase verranno altresì sviluppati i dettagli costruttivi di tutte le sezioni in cemento armato nei quali verranno rappresentate tutte le barre di armatura costituenti gli elementi in calcestruzzo in progetto.