Comune

RONCO SCRIVIA

Provincia

GENOVA

Titolo del progetto

REVAMPING DEL DEPURATORE DI RONCO SCRIVIA (GE)
LOTTI 2 E 3

Livello di progettazione	Settore di business	Disciplina
D - Definitivo	**I2 - Depurazione**	**GEN - Generale**

Numero	Titolo	Scala
RT - 004	**RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE**	**-**

ID Progetto	Titolo sintetico	Codifica WBS
2016GESI0046-00	**2016GESI0046-00-D-I2-GEN-RT-004-00**	**C75I2-A004-08-0001**

00	05/2021	Emissione	ETC	CC	FG
Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Controllato	Approvato

Redatto:

ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI TRENTO
dott. ing. Angelo Cantatore
Ingegneria civile ambientale, industriale e dell'informazione
Iscritto al N. 2532 d'Albo - Sezione A degli Ingegneri

Angelo Cantatore

Verificato

Claudio Casale

Approvato

PROJECT MANAGER
geom. Francesco Gaglio

Francesco Gaglio

Funzione Ingegneria e Realizzazioni
IRETI.S.p.A. – Sede legale: Via Piacenza, 54 – 16138 Genova
Registro imprese di Genova – C.F.01791490343 - REA: GE-481595 (CCIAA GE)
Società a Socio unico
Società partecipante al Gruppo IVA Iren - Partita IVA del Gruppo 02863660359
Società Sottoposta a direzione e coordinamento dell'unico socio IREN S.p.A.
pec: ireti@pec.ireti.it

E.T.C. Engineering s.r.l.

Via dei Palustei 16, 38121 Meano (TN)
Tel./Fax: 0461 825966 - email: info@etc-eng.it
Cod. fisc. e P.IVA n° 02067250221

INDICE

1 PREMESSA 3

2 DESCRIZIONE GENERALE DELL'INTERVENTO 4

2.1 LOCALIZZAZIONE DELL'INTERVENTO 4

2.2 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI 5

3 NORMATIVA E CODICI DI CALCOLO 6

3.1 QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO 6

3.2 CODICI DI CALCOLO 6

4 CRITERI DI VERIFICA 7

4.1 METODO DI CALCOLO 7

4.2 TIPO DI ANALISI 7

5 CARATTERISTICHE E RESISTENZE DEI MATERIALI 8

5.1 MATERIALI PER CEMENTO ARMATO 8

5.2 ACCIAIO DA CARPENTERIA 9

5.3 SALDATURE 12

5.4 BULLONI 12

5.5 DURABILITÀ 13

6 CRITERI DI VERIFICA 16

6.1 LOCALIZZAZIONE DELL'OPERA 16

6.2 CLASSIFICAZIONE DELLA STRUTTURA 16

6.3 CATEGORIA DEL SUOLO 16

6.4 STATI LIMITE E PROBABILITA' DI SUPERAMENTO 16

6.5 PERICOLOSITÀ SISMICA 17

6.6 SPETTRI DI RISPOSTA 18

7 TERRENO DI FONDAZIONE 20

7.1 STRATIGRAFIA TERRENO 20

7.2 CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO 21

7.2.1 CONDIZIONI NON DRENATE (A BREVE TERMINE) 22

7.2.2 CONDIZIONI DRENATE (A LUNGO TERMINE) 23

8 ANALISI DEI CARICHI 24

8.1 PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI 24

8.2 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI 24

8.3 SPINTE SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI 24
8.3.1 CONDIZIONI STATICHE 24
8.3.2 CONDIZIONI SISMICHE 25
8.4 COMBINAZIONI DELLE AZIONI DI PROGETTO 31
9 MODELLAZIONE DELLE STRUTTURE 34
9.1 COMPARTO BIOLOGICO 34
9.2 STABILIZZAZIONE AEROBICA 36
9.3 LOCALE SOFFIANTI (DISSABBIATURA E COMPARTO BIOLOGICO) 39

1 PREMESSA

La presente relazione si riferisce al dimensionamento dei nuovi interventi previsti nell'ambito dei lavori di "R*evamping del depuratore di Ronco Scrivia (lotti 2 e 3)",* sito appunto nel Comune di Ronco Scrivia (GE).
È prevista la realizzazione di alcuni manufatti in c.a. (alcuni parzialmente interrati) di cui è riportata in seguito una descrizione ed una planimetria generale per la corretta individuazione.

La progettazione delle opere è condotta secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite, in accordo con le disposizioni normative italiane vigenti con particolare riferimento al **D.M. 17.01.2018** - Aggiornamento "Norme Tecniche per le costruzioni" e della **Circolare n. 7 del 21.01.2019,** - Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni".
La ricerca dei parametri di sollecitazione è stata fatta secondo le disposizioni di carico più gravose avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale; tali codici sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche.

2 DESCRIZIONE GENERALE DELL'INTERVENTO

2.1 LOCALIZZAZIONE DELL'INTERVENTO

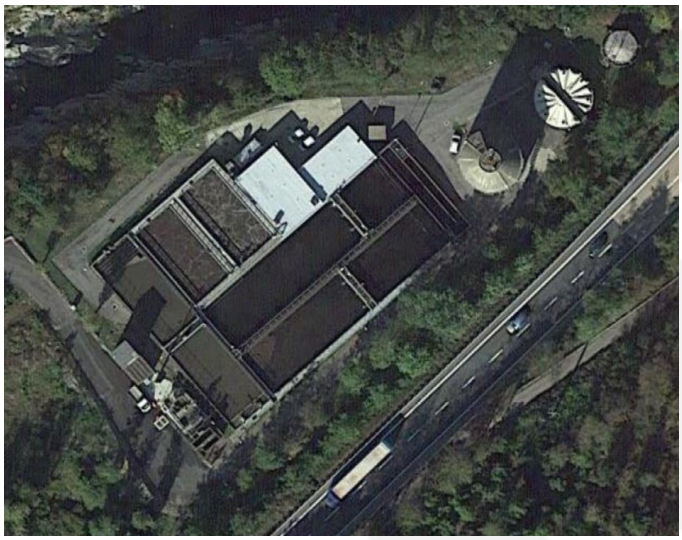
L'impianto di depurazione di Ronco Scrivia (GE) tratta i liquami provenienti dai comuni di Ronco Scrivia e Isola del Cantone, collettati in pressione con una rete fognaria di tipo misto.

L'area in esame è situata a nord del centro abitato di Ronco Scrivia (GE), in sponda destra del Torrente Scrivia, ad una quota media di circa 315m s.l.m..

Si riportano di seguito due immagini relative alla localizzazione dell'intervento oggetto dello studio.



INQUADRAMENTO AREA IN ESAME



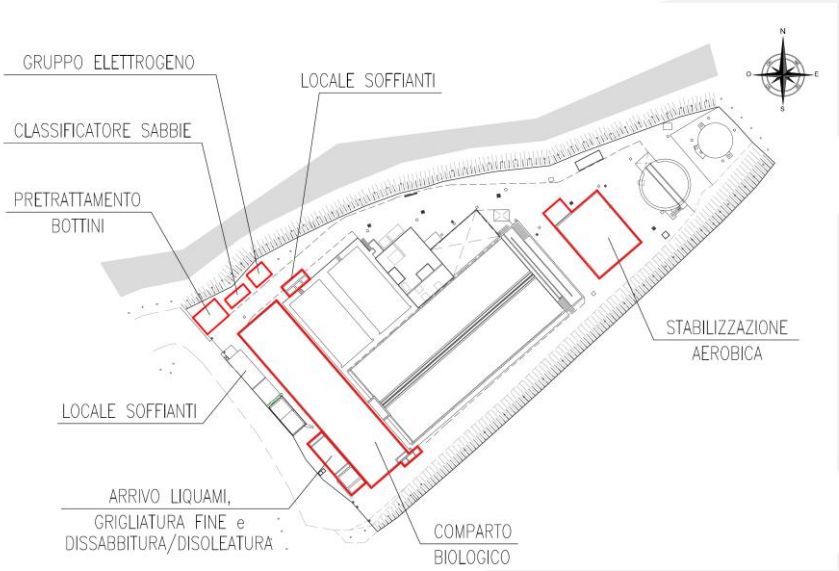
STATO DI FATTO DEL DEPURATORE

2.2 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

Gli interventi strutturali previsti sono:

- **COMPARTO BIOLOGICO**: demolizione del sedimentatore primario esistente e realizzazione di una nuova vasca biologica (dimensioni interne pari a 45,55x10x85xh6,70m, pareti di spessore pari a 45cm e platea di spessore pari a 70cm) a ridosso delle vasche biologiche esistenti; per sostenere lo scavo è prevista la realizzazione di una berlinese costituita da micropali ø220mm disposti con passo pari a 50m, di lunghezza pari a 7,00m e per un'estensione in pianta di circa 25m; annesso a tale manufatto è presente anche un pozzetto ripartitore di portata, con platea di fondazione e pareti di spessore pari a 30cm;
- **ARRIVO LIQUAMI, GRIGLIATURA E DISSABBIATURA / DISOLEATURA**: demolizione e ricostruzione dei manufatti di arrivo liquami, grigliatura fine e dissabbiatura/disoleatura; il muovo manufatto presenta un lato in comune con la nuova vasca biologica ed ha dimensioni totali in pianta di circa 16x4m e profondità variabile per un massimo di 3,20m; le pareti perimetrali hanno spessore pari a 30cm e la platea di fondazione ha spessore pari a 30cm nella parte meno profonda e 40cm nella parte più profonda;
- **STABILIZZAZIONE AEROBICA**: demolizione del digestore anaerobico e realizzazione di una nuova vasca di stabilizzazione aerobica (dimensioni interne pari a 12x14,20xh5,50m, pareti di spessore pari a 35cm e platea di spessore pari a 50cm) e di un annesso locale soffianti (dimensioni interne pari a 3,70x4,40xh3,20m, pareti di spessore pari a 20cm, platea di spessore pari a 30cm e soletta di copertura di spessore pari a 20cm);
- **PRETRATTAMENTO BOTTINI**: realizzazione di una stazione di pretrattamento bottini, avente dimensioni in pianta pari a circa 7,00x3,00m, con platea di fondazione di spessore pari a 30cm, parati perimetrali di spessore pari a 30cm e soletta di copertura di spessore pari a 30cm;
- **LOCALE SOFFIANTI**: realizzazione di un locale soffianti a servizio della dissabbiatura e del comparto biologico, delle dimensioni in pianta pari a 13,50x4,00m, con platea di fondazione di spessore pari a 35cm, pilastri in c.a. di dimensioni pari a 30x30cm, con solaio di copertura del tipo a lastre predalles dello spessore totale pari a 24cm; le pareti di tamponamento sono previste in laterizio dello spessore pari a 30cm;
- **ALTRE OPERE**: è inoltre prevista la realizzazione di un nuovo pozzetto ripartitore di portata alla sedimentazione secondaria, una platea per classificatore sabbie e una platea con sovrastante tettoia in acciaio per il posizionamento di un gruppo elettrogeno.

Si riporta di seguito la planimetria dell'impianto con l'identificazione degli interventi.



3 NORMATIVA E CODICI DI CALCOLO

3.1 QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO

- **D.Min. Infrastrutture e Trasporti 17.01.2018** – Aggiornamento “Norme Tecniche per le costruzioni”;
- **Circolare n. 7 del 21.01.2019,** - Istruzioni per l'applicazione dell’«Aggiornamento delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni”»;
- **UNI EN 206-1:2006** – “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- **UNI 11105:2004** – “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità: Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206-1”.
- **L. 05.11.1971, n. 1086** (G.U. 21.12.1971, n. 321) - “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato e precompresso ed a struttura metallica”;
- **L. 02.02.1974, n. 64** (G.U. 21.03.1974, n. 76) - “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- **UNI EN 1998-4:2006 Eurocodice 8** - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 4: Silos, serbatoi e condotte;
- “IITK-GSDMA Guidelines for seismic design of liquid storage tanks”.

3.2 CODICI DI CALCOLO

La ricerca dei parametri di sollecitazione è stata fatta secondo le disposizioni di carico più gravose avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale. Tali codici sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche.

In particolare, sono stati utilizzati i seguenti programmi:

- SismiCAD, prodotto da CONCRETE s.r.l., ver. 12.17, licenza n° 7102097;
- BeamCAD Plus, prodotto da CONCRETE s.r.l. ver. 20.3, licenza n° BCP-1402511;
- ManDoc, prodotto da CONCRETE s.r.l., ver. 2.19, licenza n° MD-1402511;
- VCA SLU (Verifica a Presso-flessione), prodotto da Prof. Piero Gelfi, ver. 7.7;

I programmi vengono usati in forza di regolari licenze d’uso e sono testati periodicamente mediante procedure di controllo codificate, tali da verificare l’attendibilità delle applicazioni e dei risultati ottenuti ed individuare eventuali vizi ed anomalie.

È stata esaminata preliminarmente la documentazione a corredo dei software per valutarne l’affidabilità e soprattutto l’idoneità al caso specifico.

Tale documentazione contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l’individuazione dei campi d’impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati. La valutazione dell’attendibilità dei software ha compreso inoltre il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e teorici, anche in fase di primo proporzionamento della struttura.

4 CRITERI DI VERIFICA

4.1 METODO DI CALCOLO

Le verifiche degli elementi strutturali sono state condotte secondo il ***metodo semiprobabilistico agli stati limite***, in accordo con il D.M. 17/01/2018.

4.2 TIPO DI ANALISI

Per i manufatti interrati e parzialmente interrati, è prevista un'analisi strutturale ***sismica lineare statica***, considerando le varie opere oggetto di studio aventi un comportamento **"non dissipativo"**, con l'assunzione di un fattore di comportamento q = 1,0 (vedi Tab. 7.3.I delle NTC 2018 - struttura non dissipativa).

Per i manufatti fuori terra, è prevista un'analisi strutturale ***sismica lineare dinamica***, considerando l'opera avente un comportamento **"non dissipativo"**, con l'assunzione di un fattore di comportamento q = 1,50.

5 CARATTERISTICHE E RESISTENZE DEI MATERIALI

5.1 MATERIALI PER CEMENTO ARMATO

CALCESTRUZZO CLASSE C25/30

resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} \geq 30$ N/mm^2
resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 25$ N/mm^2
tensione di calcolo	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 16,67$ N/mm^2
resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33$ N/mm^2
resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2,56$ N/mm^2
resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk} = 0,70 \cdot f_{ctm} = 1,80$ N/mm^2
resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1,20 \cdot f_{ctm} = 3,07$ N/mm^2
resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 14,17$ N/mm^2
resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1,20$ N/mm^2
modulo elastico	$E_c = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0,30} = 31476$ N/mm^2

CALCESTRUZZO CLASSE C30/37

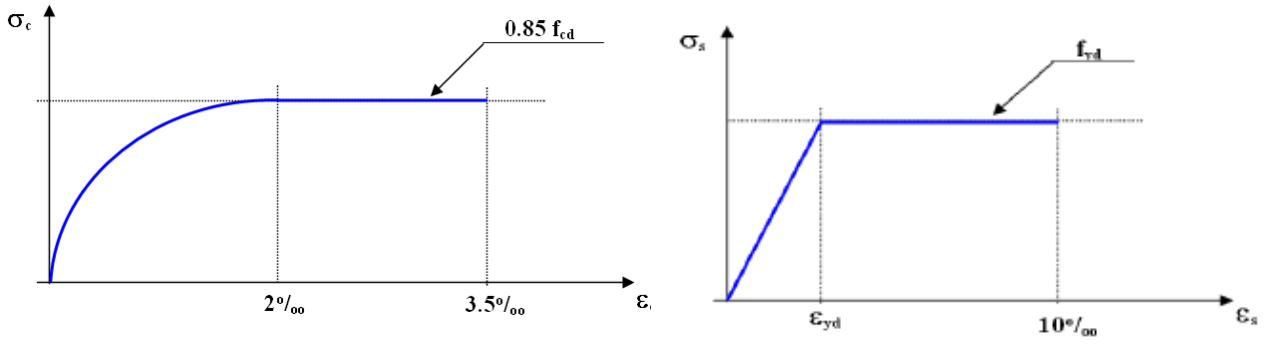
resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} \geq 37$ N/mm^2
resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 30$ N/mm^2
tensione di calcolo	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 20$ N/mm^2
resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 38$ N/mm^2
resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2,89$ N/mm^2
resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk} = 0,70 \cdot f_{ctm} = 2,03$ N/mm^2
resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1,20 \cdot f_{ctm} = 3,47$ N/mm^2
resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 17,4$ N/mm^2
resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1,35$ N/mm^2
modulo elastico	$E_c = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0,30} = 32836$ N/mm^2

CALCESTRUZZO CLASSE C32/40

resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} \geq 40$ N/mm^2
resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 33$ N/mm^2
tensione di calcolo	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 22$ N/mm^2
resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41$ N/mm^2
resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3,09$ N/mm^2
resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk} = 0,70 \cdot f_{ctm} = 2,16$ N/mm^2
resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1,20 \cdot f_{ctm} = 3,71$ N/mm^2
resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 18,70$ N/mm^2
resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1,44$ N/mm^2
modulo elastico	$E_c = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0,30} = 33594$ N/mm^2

ACCIAIO TIPO B450C

tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450$ N/mm^2
tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540$ N/mm^2
resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1,15 = 391$ N/mm^2
allungamento totale al carico massimo di rottura	$\geq 7,5\%$
rapporto f_{tk} / f_{yk}	$1,1 \leq f_{tk} / f_{yk} \leq 1,37$
rapporto $f_{yk} / f_{y\,nom\,k}$	$\leq 1,25$
diametro del mandrino	4Ø per Ø <12mm
	6Ø per 12mm ≤ Ø < 16mm
	8Ø per 16mm < Ø < 25mm



CALCESTRUZZO ACCIAIO

Diagramma costitutivo tensioni-deformazioni

5.2 ACCIAIO DA CARPENTERIA

È previsto l'uso di profilati metallici in acciaio strutturale **S275.**

Caratteristiche del materiale

In sede di progettazione si assumono convenzionalmente i seguenti valori nominali delle proprietà del materiale:

modulo elastico	$E = 210'000\ N/mm^2$
modulo elasticità tangenziale	$G = E/[2\cdot(1+\upsilon)]$
coefficiente di Poisson	$\upsilon = 0,3$
coefficiente dilatazione termica	$\alpha = 1,2x10^{-6}°C^{-1}$
densità	$\rho = 7'850\ kg/m^3$

Si riportano di seguito i valori nominali delle tensioni di snervamento e di rottura (Tab 4.2.I e Tab 4.2.II del D.M. 17.01.2018).

Tab. 4.2.I – *Laminati a caldo con profili a sezione aperta piani e lunghi*

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale "t" dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f_{yk} [N/mm²]	f_{tk} [N/mm²]	f_{yk} [N/mm²]	f_{tk} [N/mm²]
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550
UNI EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
UNI EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
S460 Q/QL/QL1	460	570	440	580
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

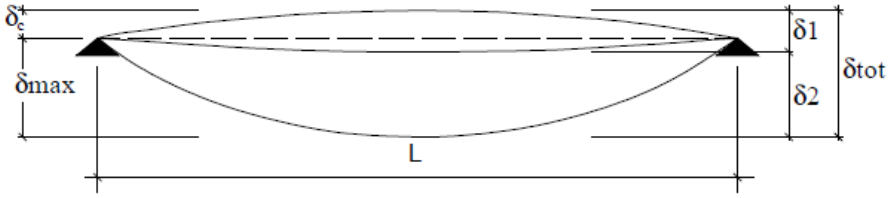
Tab. 4.2.II - *Laminati a caldo con profili a sezione cava*

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale "t" dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f_{yk} [N/mm²]	f_{tk} [N/mm²]	f_{yk} [N/mm²]	f_{tk} [N/mm²]
UNI EN 10210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NLH	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
UNI EN 10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S460 MH/MLH	460	530		
S460 NH/NHL	460	550		

Spostamenti verticali

Il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento in acciaio è definito come:

$$\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$$



essendo:

δ_C monta iniziale;

δ_1 spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti;

δ_2 spostamento elastico dovuto ai carichi variabili;

δ_{max} spostamento nello stato finale, depurato dalla monta iniziale.

Nel caso di coperture, solai e travi di edifici ordinari, i valori limite di δ_{max} e δ_2, riferiti alle combinazioni caratteristiche delle azioni, sono espresse in funzione della luce L dell'elemento e devono essere contenuti entro i limiti di seguito riportati (tab. 4.2.XII del DM 17/01/2018):

Tab. 4.2.XII - *Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie*

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	
In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.		

Spostamenti laterali

Gli spostamenti laterali alla sommità delle colonne, per le combinazioni caratteristiche delle azioni, devono limitarsi ad una frazione dell'altezza della colonna e dell'altezza complessiva della struttura; tale limite deve valutarsi in base agli effetti sugli elementi portanti, alla qualità del confort richiesto alla costruzione ed alla presenza di eventuali implicazioni sui materiali utilizzati.

In assenza di più precise indicazioni si possono adottare i limiti indicati nella Tab. 4.2.XIII del DM 17.01.2018 di seguito riportata, dove: Δ → spostamento in sommità;

δ → spostamento relativo di piano.

Tab. 4.2.XIII - *Limiti di deformabilità per costruzioni ordinarie soggette ad azioni orizzontali*

Tipologia dell'edificio	Limiti superiori per gli spostamenti orizzontali	
	$\frac{\delta}{h}$	$\frac{\Delta}{H}$
Edifici industriali monopiano senza carro-ponte	$\frac{1}{150}$	/
Altri edifici monopiano	$\frac{1}{300}$	/
Edifici multipiano	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{500}$
In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.		

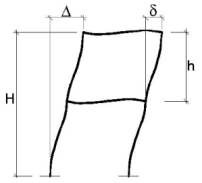


Fig. 4.2.4 - *Definizione degli spostamenti orizzontali per le verifiche in esercizio*

5.3 SALDATURE

- Procedimento di saldatura previsto: ISO 4063 - 111 (saldatura manuale ad arco con elettrodi rivestiti) o altro procedimento all'arco elettrico codificato secondo norma UNI EN ISO 4063:2011 previa approvazione della DD.LL.;
- Dovranno essere rispettate le raccomandazioni contenute nelle norme UNI EN 1011-1:2009;
- Per la preparazione dei lembi si dovrà applicare, salvo casi particolari e/o dove esplicitato diversamente, la norma UNI EN ISO 9692-1:2013;
- In merito alle prescrizioni sulle saldature, si potrà, in aggiunta e/o alternativa, far riferimento alla norma tecnica del CNR n.° 182-1997 [CNR10011/97];
- Il controllo prima e durante la saldatura deve essere incluso nel piano di ispezione secondo i requisiti indicati nella parte pertinente della EN ISO 3834.

5.4 BULLONI

Per i giunti bullonati, è prevista **bulloneria strutturale (SB) ad alta resistenza 8.8.**

Classe	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm^2)	240	300	480	649	900
f_{tb} (N/mm^2)	400	500	600	800	1000

5.5 DURABILITÀ

Particolare cura è stata posta per garantire la durabilità della struttura, con la consapevolezza che tutte le prestazioni attese potranno essere garantite solo mediante opportune procedure da seguire non solo in fase di progettazione, ma anche di costruzione, manutenzione e gestione dell'opera; si dovranno, inoltre, utilizzare tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture.
La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

OPERE IN C.A.

Tipologia strutturale:	**PLATEE, PARETI, PILASTRI E SOLETTE – OPERE INTERRATE / SEMINTERRATE**	
Condizioni ambientali:	Classe di esposizione	**XA2**
	Rapporto a/c max	0,50
	Classe di consistenza	S4
	Diametro max. aggregati	20 mm
	Copriferro nominale	40 mm

Tipologia strutturale:	**FONDAZIONI – OPERE NON INTERRATE**	
Condizioni ambientali:	Classe di esposizione	**XC2**
	Rapporto a/c max	0,50
	Classe di consistenza	S4
	Diametro max. aggregati	31,5 mm
	Copriferro nominale	40 mm

Tipologia strutturale:	**ELEVAZIONI - OPERE NON INTERRATE**	
Condizioni ambientali:	Classe di esposizione	**XC3**
	Rapporto a/c max	0,60
	Classe di consistenza	S4
	Diametro max. aggregati	31,5 mm
	Copriferro nominale	30 mm

OPERE IN ACCIAIO

Secondo quanto definito UNI EN 1090-1:2011, per differenziare i requisiti tecnici a seconda della complessità dei componenti, sono state introdotte 4 ***classi di esecuzione***, con requisiti tecnici via via più stringenti, dalla classe 1 per le opere cosiddette semplici, con rischi moderati legati a eventuali collassi o fallimenti fino alla classe 4, che si riferisce a strutture particolarmente complesse con importanti implicazioni riguardo la sicurezza. Per la costruzione in oggetto si ha una CLASSE DI ESECUZIONE pari a EXC-2.

Nelle tabelle di seguito riportate, sono identificabili i criteri di individuazione delle caratteristiche delle strutture in acciaio.

DEFINIZIONE DELLE CLASSI DI CONSEGUENZE

CLASSE	DESCRIZIONE	ESEMPI DI EDIFICI ED OPERE DI INGEGNERIA CIVILE
CC3 ALTA	- Conseguenze alte per perdite di vite umane - conseguenze molto grandi di tipo economico, sociale o ambientale	- gradinate edifici sportivi - edifici pubblici con elevate conseguenze in caso di crollo (ad esempio una sala da concerti) - ponti ferroviari - etc…
CC2 **STANDARD**	- conseguenze medie per perdite di vite umane - conseguenze considerevoli di tipo economico, sociale o ambientale	- edifici residenziali e commerciali - edifici pubblici con medie conseguenze in caso di crollo (ad esempio uffici) - edifici industriali
CC1 BASSA	- conseguenze basse per perdite di vite umane - conseguenze piccole o trascurabili di tipo economico, sociale o ambientale	- costruzioni agricole dove la gente solitamente non entra (ad esempio le serre) - magazzini per sostanze non pericolose, dove l'accesso per personale è assolutamente limitato

DEFINIZIONE DELLE CLASSI DI SERVIZIO

CATEGORIA	CRITERI
SC1 **CARICO STATICO**	- Strutture e componenti progettate solo per azioni quasi statiche (esempio: edifici) - Strutture e componenti con connessioni progettate per azioni sismiche nelle regioni con bassa attività sismica e in DCL* - Strutture e componenti progettate per le azioni a fatica degli apparecchi di sollevamento (classe S0)**
SC2 SOLLECITAZIONI A FATICA	- Strutture e componenti progettate per la azione fatica secondo la EN 1993. (esempi: ponti stradali e ferroviari, gru (classe da S1 a S9) **, strutture suscettibili alle vibrazioni indotte dal vento, della folla o dalla rotazione di macchine) - Strutture e componenti con connessioni progettate per azioni sismiche nelle regioni medie o alta attività sismica ed in DCM** e DCH**

*DCL, DCM, DHC: classi di duttilità secondo la EN 1998-1 (Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici).
** Per la classificazione delle azioni a fatica degli apparecchi di sollevamento, vedere EN 1991-3 e EN 13001-1.

DEFINIZIONE DELLE CLASSI DI PRODUZIONE

CATEGORIA	CRITERI
PC1	- Componenti non saldati realizzati da prodotti di qualsiasi classe di acciaio - Componenti saldati realizzati da prodotti di acciaio di classe minore a S335
PC2	- Componenti saldati realizzati da prodotti di acciaio S355 e maggiore - Componenti essenziali per l'integrità strutturale che vengono assemblati mediante saldatura in cantiere - Componenti prodotti mediante formatura a caldo o che ricevono un trattamento termico durante la fabbricazione - Componenti di tralicci CHS che richiedono taglio finale del profilo

DEFINIZIONE DELLE CLASSI DI ESECUZIONE

CLASSI DI IMPORTANZA		CC1		CC2		CC3	
CATEGORIA DI SERVIZIO		SC1	SC2	SC1	SC2	SC1	SC2
CATEGORIA DI PRODUZIONE	PC1	EXC1	EXC1	**EXC2**	EXC3	EXC3 a)	EXC3 a)
	PC2	EXC2	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3 a)	EXC4

a) EXC4 dovrebbe essere applicato a strutture speciale o strutture con conseguenze estreme di cedimento strutturale, come richiesto dalle disposizioni nazionali.

CLASSIFICAZIONE AMBIENTE

CLASSIFICAZIONE DELL'AMBIENTE E VELOCITÀ DI CORROSIONE (perdita spessore zinco $\mu m/anno$)		**AMBIENTI INTERNI**	**AMBIENTI ESTERNI**
C1	$r_{corr} \leq 0,1$	Bassa umidità relativa in ambiente riscaldato, assenza di inquinamento	Zone asciutte o fredde con precipitazioni molto rare con condensa molto limitata o assente
NON AGGRESSIVO			
C2	$0,1 < r_{corr} < 0,7$	Temperatura e umidità relativa variabili in ambiente riscaldato, valori bassi di inquinamento e condensa	Zone temperate con inquinamento contenuto; zone asciutte o fredde con condensa limitata; campagna o piccole città d'entroterra
POCO AGGRESSIVO			
C3	$0,7 < r_{corr} < 2,0$	Modesta presenza di condense e di inquinamento da processi produttivi leggeri	Zone temperate con medi valori di inquinamento; aree urbane, aree costiere con bassa deposizione di cloruri
MEDIAMENTE AGGRESSIVO			
C4	$2,0 < r_{corr} < 4,0$	Condense frequenti ed alto livello di inquinamento da processi industriali e piscine sportive	Zone temperate con alto livello di inquinamento; aree urbane molto inquinate, distretti industriali, aree limitrofe alla costa con alta deposizione di cloruri
AGGRESSIVO			
C5	$4,0 < r_{corr} < 8,0$	Caverne	Inquinamento molto grave; aree con industrializzazione pesante, costruzioni sulla linea di costa
MOLTO AGGRESSIVO			

DURABILITÀ (UNI EN ISO 12944-1):

L	bassa	da 2 a 5 anni
M	media	da 5 a 10 anni
H	alta	da oltre i 15 anni

6 CRITERI DI VERIFICA

6.1 LOCALIZZAZIONE DELL'OPERA

L'opera in oggetto è situata nel Comune di Ronco Scrivia (GE); di seguito si riportano le coordinate del sito in esame utilizzate per il calcolo dei parametri sismici:

- latitudine 44,6145°
- longitudine 8,9537°

6.2 CLASSIFICAZIONE DELLA STRUTTURA

L'opera, secondo quanto previsto nel punto 2.4 del D.M. 17.01.2018, risulta essere classificata come di seguito riportato.

TIPO DI COSTRUZIONE → **2** : costruzioni con livelli di prestazioni ordinari

VITA NOMINALE DI PROGETTO → $V_N \geq 50$ *anni* ;

CLASSE D'USO → **III** : costruzioni di carattere rilevante;

COEFFICIENTE C_U → 1,50;

PERIODO DI RIFERIMENTO → $V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1{,}50 = 75$ *anni*

ACCELERAZIONE ORIZZONTALE AL SUOLO (SLV) → $a_g = 0{,}1084 \cdot g$

6.3 CATEGORIA DEL SUOLO

Nell'area del depuratore è stata eseguita un'indagine geofisica sismica attiva mediante prova MASW, per la determinazione del valore della velocità di propagazione delle onde di taglio Vs, ai sensi del D.M. 17.01.2018. Sulla base del modello geofisico elaborato, si è ottenuto, con riferimento a quanto indicato nella normativa vigente, un valore di Vs_{30} pari a 428 m/sec, facendo ricadere il terreno di fondazione in **CATEGORIA 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".*

La CATEGORIA TOPOGRAFICA (in base alla tabella 3.2.III del D.M. 17.01.2018) è **T1**, cioè "*superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i < 15°*".

6.4 STATI LIMITE E PROBABILITA' DI SUPERAMENTO

Al §3.2.1 della normativa vengono definiti gli stati limite ultimi e di esercizio per quanto riguarda la combinazione sismica.

Gli stati limite ultimi e di esercizio presi in considerazione nel progetto sono rispettivamente:

• Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

• Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

• Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

6.5 PERICOLOSITÀ SISMICA

La ***pericolosità sismica*** è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa $\mathbf{a_g}$ in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $\mathbf{S_e(T)}$, con riferimento a prefissate probabilità di superamento $\mathbf{P_{VR}}$, come definite nella tabella seguente, nel periodo di riferimento $\mathbf{V_R}$ considerato.

Tabella 3.2.I – *Probabilità di superamento* P_{V_R} *al variare dello stato limite considerato*

STATO LMITE		P_{V_R} : probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di ritorno $\mathbf{P_{VR}}$, a partire dai valori dei parametri relativi al sito di riferimento.

Nel caso in oggetto, si hanno i seguenti parametri di pericolosità del sito:

STATO LMITE	Pvr [%]	Tr [anni]	Ag / g	Fo	Tc* [sec]
SLO	81	45	0,0324	2,501	0,208
SLD	63	75	0,0405	2,519	0,236
SLV	10	712	0,1084	2,448	0,279
SLC	5	1462	0,1414	2,457	0,283

dove: T_r : periodo di ritorno in anni avente una probabilità di superamento P_{Vr} nel periodo V_r;

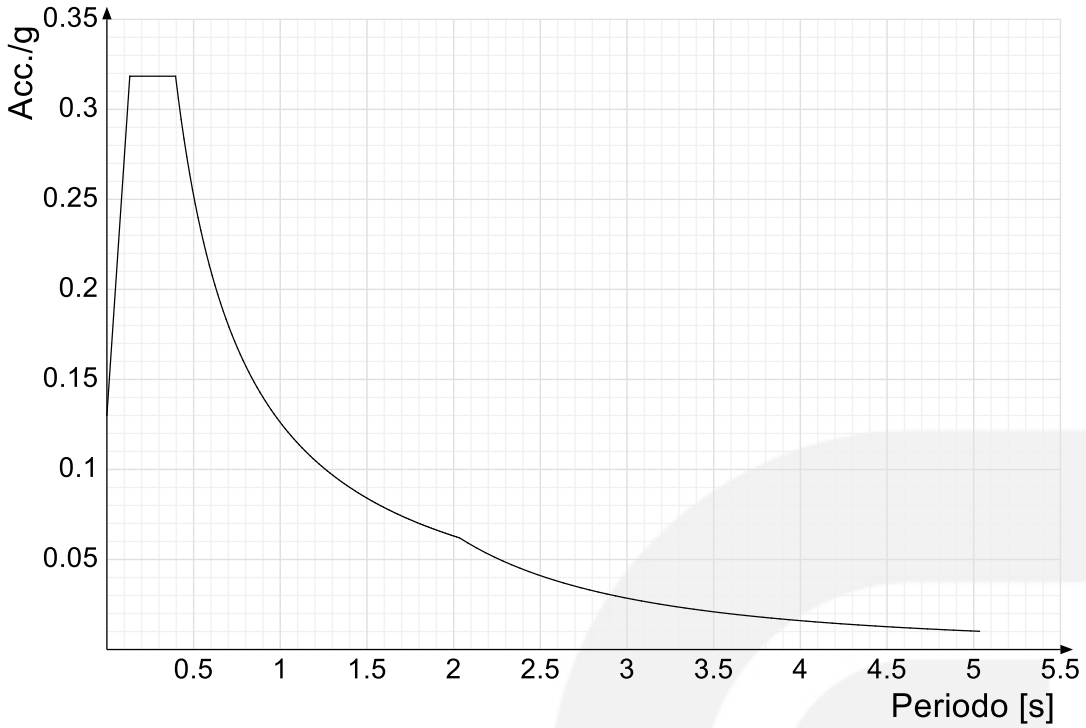
a_g /g : accelerazione (normalizzata) orizzontale massima per sito di riferimento rigido;

F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

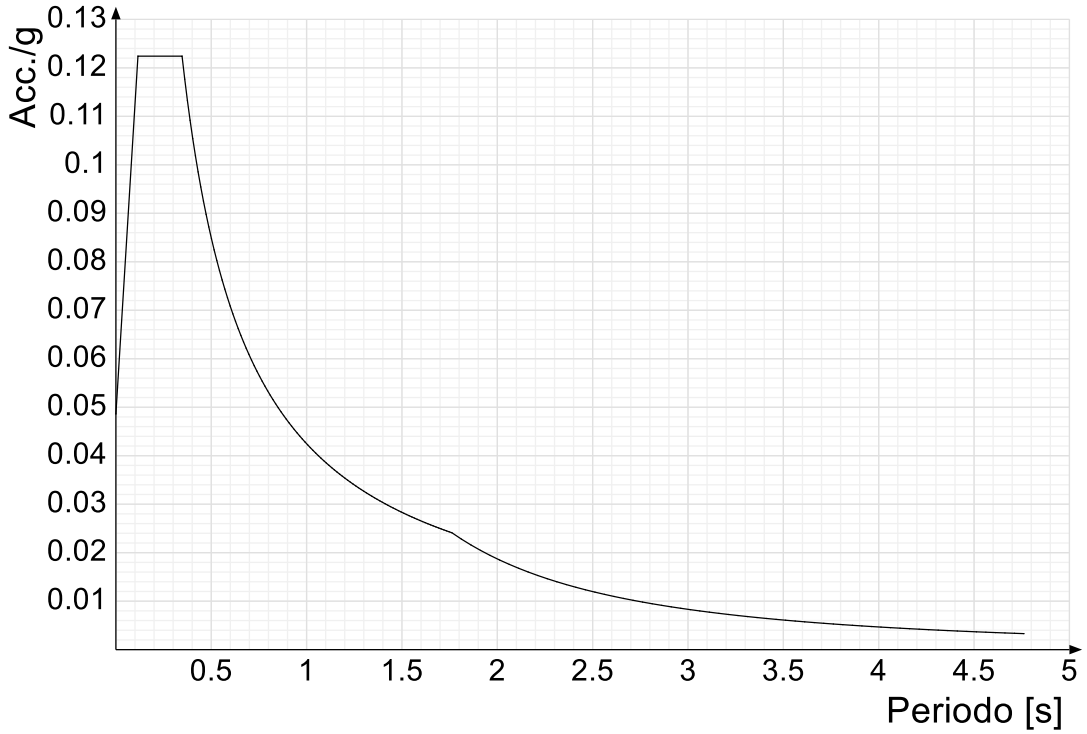
T_C^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

6.6 SPETTRI DI RISPOSTA

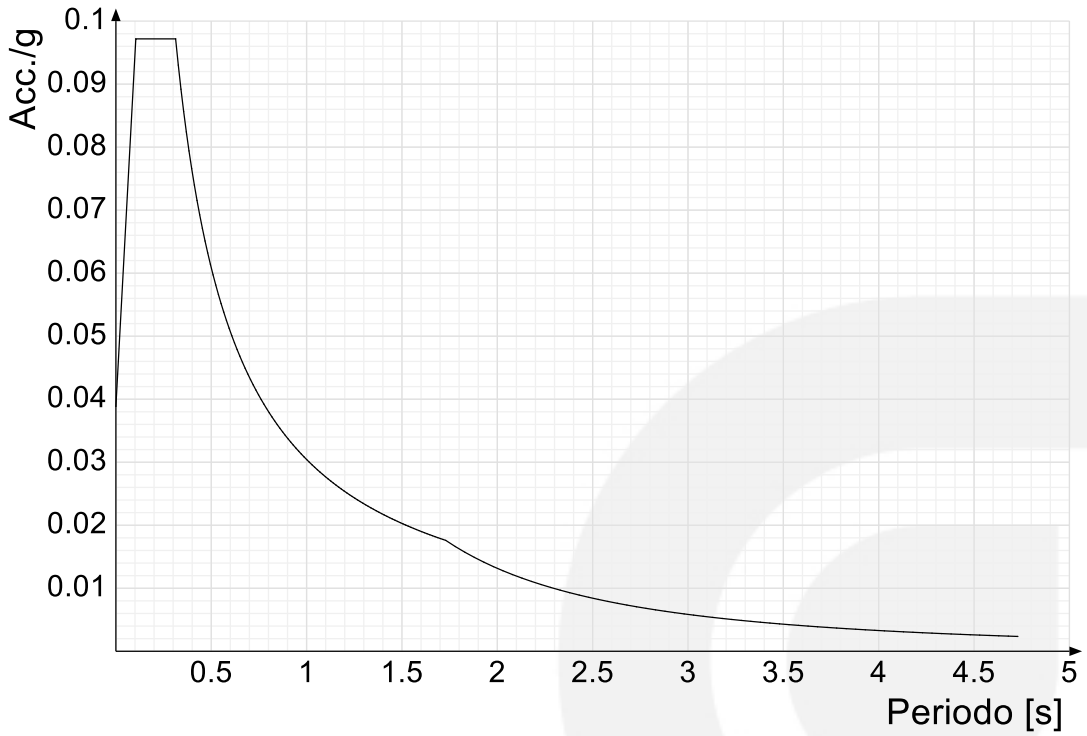
SPETTRO ELASTICO IN ACCELERAZIONE – SLV



SPETTRO ELASTICO IN ACCELERAZIONE – SLD



SPETTRO ELASTICO IN ACCELERAZIONE – SLO



7 TERRENO DI FONDAZIONE

7.1 STRATIGRAFIA TERRENO

Lo *Studio Associato Delicchi & Maldotti,* incaricato dalla committenza, ha condotto una campagna di indagini geognostiche consistente nella realizzazione di:

- 4 sondaggi geognostici a carotaggio continuo;
- 8 prove penetrometriche dinamiche in foro;
- 1 sondaggio con piezometro a tubo aperto;
- Prelievo di 6 campioni di terreno da sottoporre ad analisi di laboratorio;
- 1 stendimento sismico a rifrazione e 1 stendimento sismico con metodo MASW.

Sulla base di tale campagna, è stato stata riscontrata la presenza di una coltre detritica frammista di riporti a granulometria grossolana, costituita da ghiaia sabbiosa-limosa, di spessore variabile tra 2,20÷3,60m; al di sotto dei terreni di copertura è stato individuato il substrato roccioso, costituito da calcari marnosi fratturati o poco fratturati. Si riportano le tabelle relative a tali caratteristiche.

Coltre detritica e riporti

Sondaggio	Prof. (mt)	NSPT	(N1)60	Densità relativa Dr (%)	ϕ' (°)	E (MPa)
S1	-1,50	13	15	64	31,5	16,4
S2	-1,50	10	11	57	30,4	14
S3	-1,50	22	21	75	33,2	20,4
S4	-1,50	Rif.	-	-	-	-

Livello di alterazione del substrato roccioso

Sondaggio	Prof. (mt)	NSPT	(N1)60	Densità relativa Dr (%)	ϕ' (°)	E (MPa)
S1	-3,00	13	14	57,5	31,1	17,5
S1	-4,50	Rif.	-	-	-	-
S2	-3,00	Rif.	-	-	-	-
S3	-3,00	Rif.	-	-	-	-

Livello	γ (t/mt3)	γsat (t/mt3)	c' (kPa)	ϕ' (°)	c (kPa)	ϕ (°)	σc (MPa)	E (MPa)
Coltre detritica e riporti	2,0	2,2	11	31,5	-	-	-	16,9
Livello di alterazione del substrato roccioso	2,3	2,3	-	-	80	31	-	-
Substrato roccioso da fratturato a poco fratturato	2,6	2,6	-	-	250	33	73,7	62627

La soggiacenza della falda risulta essere a -6,45m dal p.c., all'interno del substrato roccioso fratturato.

7.2 CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO

Per le opere in oggetto sono previste fondazioni del tipo a platea, su terreno con funzionamento alla Winkler (***K_w = 2,00 daN/cm³*** a favore di sicurezza).

In base a quanto specificato dal D.M. 17.01.2018 al § 6.4.2.1, le verifiche di capacità portante devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto di:

A1 AZIONI

Tab. 6.2.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni*

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 [1]	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

[1] Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

M1 PARAMETRI GEOTECNICI

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_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}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

R3 RESISTENZE

Tab. 6.4.I – *Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali*

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Deve quindi risultare: $$G_1 \cdot \gamma_{G1} + G_2 \cdot \gamma_{G2} + Q_i \cdot \gamma_{Qi} \leq Q_{ult} / \gamma_r$$

definito $Q_a = Q_{ult} / \gamma_r$ il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

7.2.1 CONDIZIONI NON DRENATE (A BREVE TERMINE)

Per il calcolo della capacità portante a breve termine, viene utilizzata la seguente espressione della formula di Terzaghi:

$$R = Q_{ult} = (1 + 0,2 \cdot \frac{B}{L}) \cdot C_u \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q$$

dove	$C_u = 11\ t/m^2$	→	coesione non drenata
	$\gamma = 2,00\ t/m^3$	→	peso di volume del terreno
	$N_c = 5,7$ - $N_q = 1$	→	fattori di capacità portante
	B	→	lato minore della platea di fondazione
	L	→	lato maggiore della platea di fondazione
	D	→	profondità di imposta della fondazione

Si riportano di seguito i calcoli effettuati per le opere principali.

COMPARTO BIOLOGICO

$B = 12\ m$	→	lato minore della platea di fondazione
$L = 47\ m$	→	lato maggiore della platea di fondazione
$D = 6,50\ m$	→	profondità di imposta della fondazione

$Q_{ult} = 8,09\ \ daN/cm^2 \rightarrow\ Q_a = Q_{ult} / \gamma_r = 3,52\ \ daN/cm^2$

STABILIZZAZIONE AEROBICA

$B = 13\ m$	→	lato minore della platea di fondazione
$L = 15\ m$	→	lato maggiore della platea di fondazione
$D = 4,50\ m$	→	profondità di imposta della fondazione

$Q_{ult} = 8,39\ \ daN/cm^2 \rightarrow\ Q_a = Q_{ult} / \gamma_r = 3,65\ \ daN/cm^2$

LOCALE SOFFIANTI - DISSABBIATURA

$B = 4,60\ m$	→	lato minore della platea di fondazione
$L = 14\ m$	→	lato maggiore della platea di fondazione
$D = 0,50\ m$	→	profondità di imposta della fondazione

$Q_{ult} = 6,80\ \ daN/cm^2 \rightarrow\ Q_a = Q_{ult} / \gamma_r = 2,96\ \ daN/cm^2$

7.2.2 CONDIZIONI DRENATE (A LUNGO TERMINE)

Per il calcolo della capacità portante a lungo termine, viene utilizzata la seguente espressione della formula di Terzaghi:

$$R = Q_{ult} = \gamma \cdot D \cdot N_q + (1 - 0,2 \cdot \frac{B}{L}) \cdot \frac{1}{2} B \cdot \gamma \cdot N_\gamma$$

dove	$\phi = 31°$	→	angolo di attrito (cautelativo)
	$\gamma = 2,30\ t/m^3$	→	peso di volume del terreno
	$N_q = 28$ - $N_\gamma = 22$	→	fattori di capacità portante
	B	→	lato minore della platea di fondazione
	L	→	lato maggiore della platea di fondazione
	D	→	profondità di imposta della fondazione

Si riportano di seguito i calcoli effettuati per le opere principali.

<u>COMPARTO BIOLOGICO</u>

$B = 12\ m$	→	lato minore della platea di fondazione
$L = 47\ m$	→	lato maggiore della platea di fondazione
$D = 6,50\ m$	→	profondità di imposta della fondazione

$Q_{ult} = 70,67\ \ daN/cm^2 \rightarrow\ Q_a = Q_{ult} / \gamma_r = 30,73\ \ daN/cm^2$

<u>STABILIZZAZIONE AEROBICA</u>

$B = 13\ m$	→	lato minore della platea di fondazione
$L = 15\ m$	→	lato maggiore della platea di fondazione
$D = 4,50\ m$	→	profondità di imposta della fondazione

$Q_{ult} = 56,17\ \ daN/cm^2 \rightarrow\ Q_a = Q_{ult} / \gamma_r = 24,42\ \ daN/cm^2$

<u>LOCALE SOFFIANTI - DISSABBIATURA</u>

$B = 4,60\ m$	→	lato minore della platea di fondazione
$L = 14\ m$	→	lato maggiore della platea di fondazione
$D = 0,50\ m$	→	profondità di imposta della fondazione

$Q_{ult} = 14,09\ \ daN/cm^2 \rightarrow\ Q_a = Q_{ult} / \gamma_r = 6,13\ \ daN/cm^2$

8 ANALISI DEI CARICHI

8.1 PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Il peso proprio degli elementi strutturali è assunto pari a:

- CEMENTO ARMATO 2500 daN/m³
- ACCIAIO DA CARPENTERIA 7850 daN/m³

Il peso specifico del liquido contenuto all'interno delle vasche è considerato pari a $\gamma_{liq} = 1100\ daN/m^3$.

8.2 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI

Vengono presi in considerazione i seguenti carichi accidentali:

- AREE CIRCOSTANTI I VARI MANUFATTI (cat. E) 2000 daN/m²
- SOLETTE DI COPERTURA (NEVE) 101 daN/m²

8.3 SPINTE SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI

8.3.1 CONDIZIONI STATICHE

Per il dimensionamento e la verifica degli elementi in c.a. che costituiscono i manufatti in progetto, devono prese in considerazione le spinte del terreno in condizioni di spinta attiva (per opere che ammettono spostamenti) e di spinta a riposo (per opere che non ammettono spostamenti), con le seguenti caratteristiche del terreno:

- peso specifico terreno $\gamma_t = 2300\ daN/m^3$
- angolo di attrito interno $\varphi = 31°$
- angolo di attrito muro-terreno $\delta = \varphi / 3 = 10°$

Non viene considerata la spinta data dall'acqua di falda, in quanto la soggiacenza della falda risulta essere a circa -6,45m dal p.c..

Con tali parametri si hanno i seguenti coefficienti di spinta del terreno:

- coefficiente di spinta attivo (formulazione di Coulomb): $k_a = 0,2962$
- coefficiente di spinta a riposo: $k_0 = 0,4850$

SPINTA DELLE TERRE

La spinta delle terre genera sulle pareti un carico distribuito di forma triangolare, con sollecitazioni pari a:

- quota piano campagna: $P_{t-pc} = 0$
- quota fondazione: $P_{t-fond} = k \cdot \gamma_t \cdot h_{fond}$

SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO ACCIDENTALE

La spinta dovuta al sovraccarico accidentale considerato agente nell'area circostante le opere in oggetto genera sulle pareti un carico uniformemente distribuito, con sollecitazioni pari a:

$$P_q = k \cdot q$$

SPINTA DEL LIQUIDO INTERNO ALLE VASCHE

Il liquido interno alle vasche genera sulle pareti un carico distribuito di forma triangolare, con sollecitazioni pari a:

- quota pelo libero liquido: $P_{liq-pl} = 0$
- quota fondazione: $P_{liq-f} = \gamma_{liq} \cdot h_{liq}$

Sulle platee di fondazione viene considerato agente un carico pari:

$$S_{liq} = \gamma_{liq} \cdot h_{liq}$$

8.3.2 CONDIZIONI SISMICHE

Per quanto riguarda le spinte sugli elementi strutturali in condizioni sismiche, vengono utilizzati i seguenti coefficienti e parametri sismici:

- coefficiente amplificazione stratigrafica $S_S = 1,2$
- coefficiente amplificazione topografica $S_T = 1,0$
- coefficiente tipologia terreno $S = S_S \cdot S_T = 1,2$
- accelerazione massima attesa al suolo $\frac{a_{\max}}{g} = S \cdot a_g / g = 1,2 \cdot 0,1084 = 0,13$

Per pareti che possono subire spostamenti, si ottengono i seguenti coefficienti sismici:

- coefficiente riduzione accelerazione $\beta_m = 0,38$ (per SLV)
- coefficiente sismico orizzontale $k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} = 0,0494$
- coefficiente sismico verticale $k_v = \pm 0,5 \cdot k_h = \pm 0,0247$

Con tali parametri, il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche (formulazione di Mononobe-Okabe) risulta essere pari a:

$$k_{as}^{+} = 0,3252 \quad - \quad k_{as}^{-} = 0,3267$$

Per pareti che non possono subire spostamenti, si ottengono i seguenti coefficienti sismici:

- coefficiente riduzione accelerazione $\beta_m = 1$
- coefficiente sismico orizzontale $k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} = 0,13$
- coefficiente sismico verticale $k_v = \pm 0,5 \cdot k_h = \pm 0,065$

SPINTA DELLE TERRE

L'incremento di spinta sismica sulle pareti dovuta al terreno, in condizioni di spinta attiva e valutata con il metodo pseudo-statico di Mononobe-Okabe, è pari a:

$$\Delta_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot h^2 \cdot (k_{as} \cdot (1 \pm k_v) - k_a)$$

Questa azione può essere ripartita in maniera uniforme sull'altezza delle pareti, ottenendo un valore di pressione pari a:

$$P_{t-sis-a} = \frac{\Delta_t}{h}$$

L'incremento di spinta sismica sulle pareti dovuta al terreno, in condizioni di spinta a riposo e valutata con il metodo di Wood, è pari a:

$$P_{t-sis-0} = k_h \cdot \gamma_t \cdot h$$

INERZIA DEL MURO

L'incremento di spinta sismica sulle pareti dovuta al peso proprio delle stesse genera una pressione uniformemente distribuita pari a:

$$P_{m-sis} = k_h \cdot t \cdot \gamma_{cls}$$

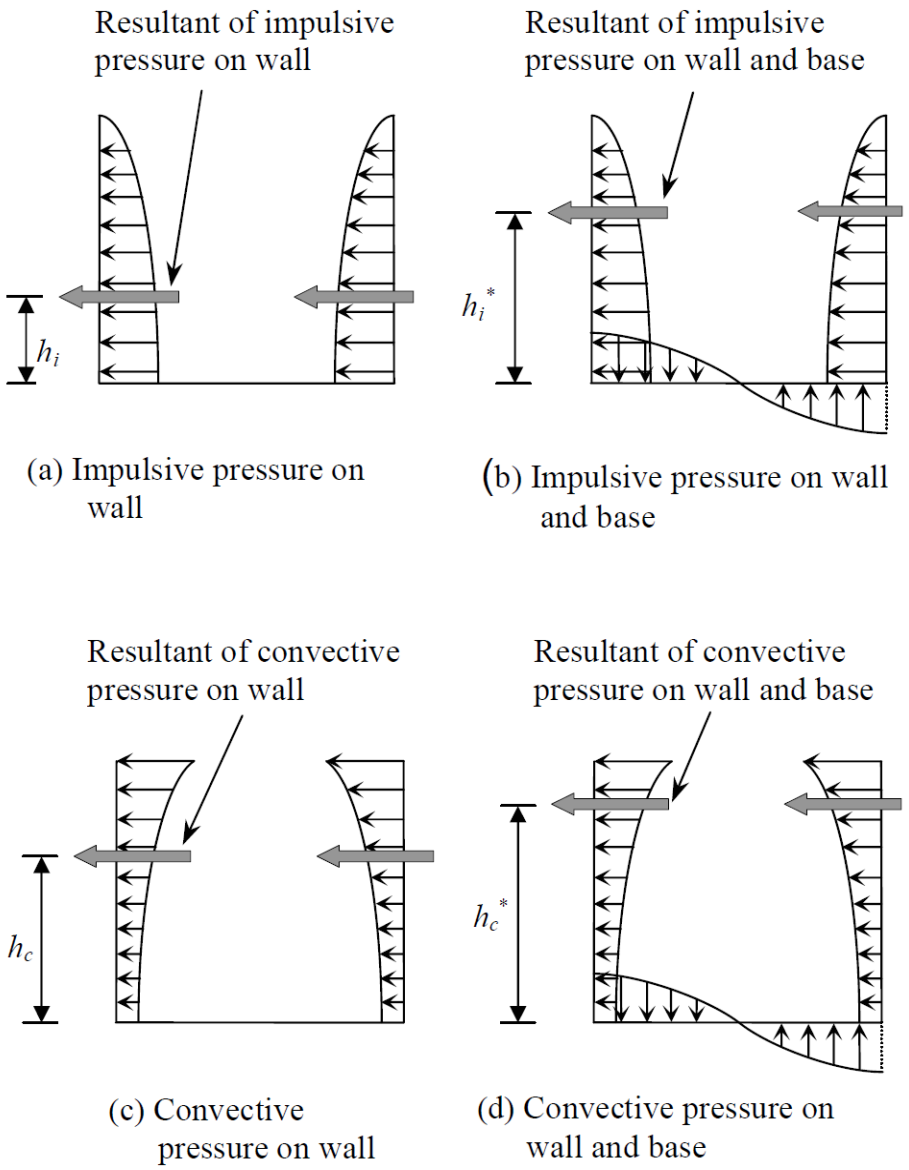
dove t è pari allo spessore dell'elemento considerato.

SPINTA DEL LIQUIDO INTERNO ALLE VASCHE

Per quanto riguarda il comportamento sotto le azioni sismiche del liquido contenuto nelle vasche, si fa riferimento a quanto indicato all'interno dell'*Eurocodice 8 - Parte 4 "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Silos, serbatoi e tubazioni"* e nelle *"IITK-GSDMA Guidelines for seismic design of liquid storage tanks"*.

Le azioni idrodinamiche indotte da un sisma su un contenitore idraulico, contenente liquido, possono essere valutate con due componenti separate:

- la **componente impulsiva,** rappresenta l'azione del fluido vicino alla struttura che si muove rigidamente con il sisma (effetto rigido-impulsivo);
- la **componente convettiva,** rappresenta l'azione di "sbattimento" del liquido vicino alla parete in prossimità della superficie libera (effetto sloshing o di "lungo periodo" delle onde di superficie).



Nel caso di serbatoi rettangolari, il parametro fondamentale che governa il problema è il rapporto H/R, dove H è l'altezza "bagnata" della parete, e R è la lunghezza della parete ortogonale alla direzione del sisma.

In funzione del rapporto ottenuto, si calcolano i valori delle masse impulsive e convettive e delle altezze di applicazione delle stesse mediante le formulazioni di seguito riportate.

Rectangular tank

$$\frac{m_i}{m} = \frac{\tanh\left(0.866\frac{L}{h}\right)}{0.866\frac{L}{h}}$$

$$\frac{h_i}{h} = 0.375 \qquad \text{for} \quad h/L \le 0.75$$

$$= 0.5 - \frac{0.09375}{h/L} \qquad \text{for} \quad h/L > 0.75$$

$$\frac{h_i{}^*}{h} = \frac{0.866\frac{L}{h}}{2\tanh\left(0.866\frac{L}{h}\right)} - 0.125$$

$$\text{for} \quad h/L \le 1.33$$

$$= 0.45 \qquad \text{for} \quad h/L > 1.33$$

$$\frac{m_c}{m} = 0.264\frac{\tanh\left(3.16\frac{h}{L}\right)}{\frac{h}{L}}$$

$$\frac{h_c}{h} = 1 - \frac{\cosh\left(3.16\frac{h}{L}\right) - 1.0}{3.16\frac{h}{L}\sinh\left(3.16\frac{h}{L}\right)}$$

$$\frac{h_c{}^*}{h} = 1 - \frac{\cosh\left(3.16\frac{h}{L}\right) - 2.01}{3.16\frac{h}{L}\sinh\left(3.16\frac{h}{L}\right)}$$

$$K_C = 0.833\frac{mg}{h}\tanh^2\left(3.16\frac{h}{L}\right)$$

Una volta determinati tali parametri, è necessario valutare il periodo naturale della risposta impulsiva e convettiva:

PERIODO IMPULSIVO	PERIODO CONVETTIVO
$T_i = 2\pi\sqrt{\frac{d}{g}}$	$T_c = C_c\sqrt{L/g}$

con:

$d \rightarrow$ spostamento della parete sulla linea verticale centrale e all'altezza della massa impulsiva, quando la parete è caricata da un carico uniforme nella direzione del moto del terreno di valore $\frac{m_i\, g}{2\, B\, H}$ e B è la larghezza del serbatoio perpendicolare alla direzione del carico;

$C_c \rightarrow$ coefficiente pari a $C_c = \frac{2\pi}{\sqrt{3.16\tanh(3.16(h/L))}}$

Una volta definito il valore del periodo dell'accelerazione indotta sulla struttura della componente impulsiva e dalla componente convettiva, è necessario definire lo spettro elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico, così come definito dalle espressioni fornite dal §3.2.3.2.1 del D.M. 17.01.2018, di seguito riportate.

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

$$T_B \le T < T_C \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \le T < T_D \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$$

$$T_D \le T \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right)$$

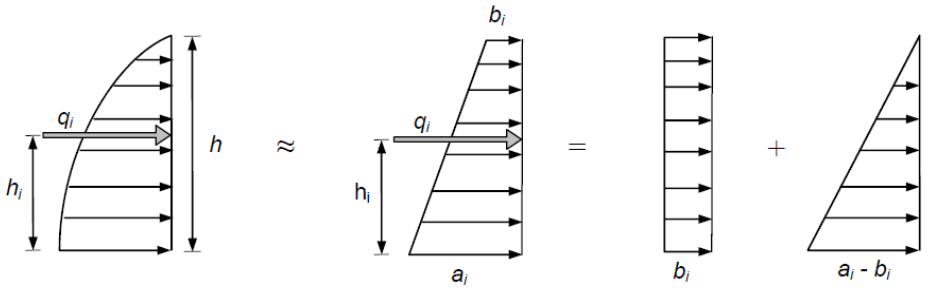
Infine, si determina la massima forza per unità di lunghezza agente sulle pareti in c.a. mediante le seguenti espressioni.

FORZA IMPULSIVA	FORZA CONVETTIVA
$q_i = \frac{(A_h)_i\, m_i}{2B} g$	$q_c = \frac{(A_h)_c\, m_c}{2B} g$

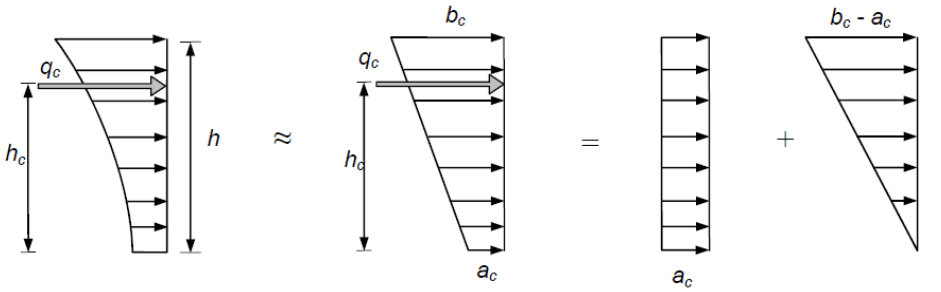
In riferimento all'immagine sotto riportata, l'equivalente distribuzione lineare di tali forze sulle pareti considerate può essere determinata in base alle seguenti espressioni:

$$a_i = \frac{q_i}{h^2}(4h - 6h_i) \qquad b_i = \frac{q_i}{h^2}(6h_i - 2h)$$

$$a_c = \frac{q_c}{h^2}(4h - 6h_c) \qquad b_c = \frac{q_c}{h^2}(6h_c - 2h)$$



(b) Equivalent linear distribution along wall height for impulsive pressure



(c) Equivalent linear distribution along wall height for convective pressure

Il contributo impulsivo e quello convettivo sono combinati attraverso la semplice somma dei massimi effetti (somma dei moduli). Tale assunzione risulta necessaria visto che le frequenze centrali del suolo e quelle di sbattimento risultano molto differenti tra loro (l'uso della "radice quadrata della somma dei quadrati" potrebbe essere non prudenziale).

8.4 COMBINAZIONI DELLE AZIONI DI PROGETTO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni di azioni:

- COMBINAZIONE FONDAMENTALE

  $$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$$

- COMBINAZIONE CARATTERISTICA (RARA), impiegata generalmente per gli stati limite di esercizio irreversibili

  $$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$$

- COMBINAZIONE FREQUENTE, impiegata per gli stati limite di esercizio reversibili

  $$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$$

- COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE, impiegata per gli effetti a lungo termine

  $$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$$

- COMBINAZIONE SISMICA

  $$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$$

dove : $G_1 \rightarrow$ carichi permanenti

$G_2 \rightarrow$ carichi permanenti portati

$Q_{kj} \rightarrow$ carichi variabili

$P \rightarrow$ precompressione

$E \rightarrow$ azione sismica

$\psi_{ij} \rightarrow$ coefficienti di combinazione

$\gamma \rightarrow$ coefficienti parziali di sicurezza.

I coefficienti γ e ψ da utilizzare nelle combinazioni di carico allo stato limite ultimo e agli stati limite di esercizio, sono indicati rispettivamente nelle tabelle 2.6.I e 2.5.I del DM 17.01.2018 (di seguito riportate).

Tab. 2.6.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU*

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali G_2[(1)]	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

(1) 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.

Tab. 2.5.I – *Valori dei coefficienti di combinazione*

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{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 ≤ 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, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 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

Si riportano di seguito le combinazioni di carico utilizzate per la modellazione e la verifica delle strutture interrate e semi-interrate oggetto di studio, in esse è possibile notare come sono state prese in considerazione le possibili situazioni di utilizzo dell'impianto (vasca piena o vuota, presenza o meno del carico accidentale sul terreno circostante il manufatto), sia in condizioni statiche che sismiche.

STATI LIMITE ULTIMI

Nome	Nome	terreno	accidentale	liq.interno	terreno sis +	terreno sis -	muro sis	liq.interno sis
SLU	SLU 1	1	0	0	0	0	0	0
	SLU 2	1.3	0	0	0	0	0	0
	SLU 3	1	1.5	0	0	0	0	0
	SLU 4	1.3	1.5	0	0	0	0	0
	SLU 5	1	0	1.5	0	0	0	0
	SLU 6	1.3	0	1.5	0	0	0	0
	SLU 7	1	1.5	1.5	0	0	0	0
	SLU 8	1.3	1.5	1.5	0	0	0	0
SLV	SLV 1	1	0	0	1	0	1	0
	SLV 2	1	0	0	0	1	1	0
	SLV 3	1	0.8	0	1	0	1	0
	SLV 4	1	0.8	0	0	1	1	0
	SLV 5	1	0	1	1	0	1	1
	SLV 6	1	0	1	1	0	-1	1
	SLV 7	1	0	1	0	1	1	1
	SLV 8	1	0	1	0	1	-1	1
	SLV 9	1	0.8	1	1	0	1	1
	SLV 10	1	0.8	1	1	0	-1	1
	SLV 11	1	0.8	1	0	1	1	1
	SLV 12	1	0.8	1	0	1	-1	1

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

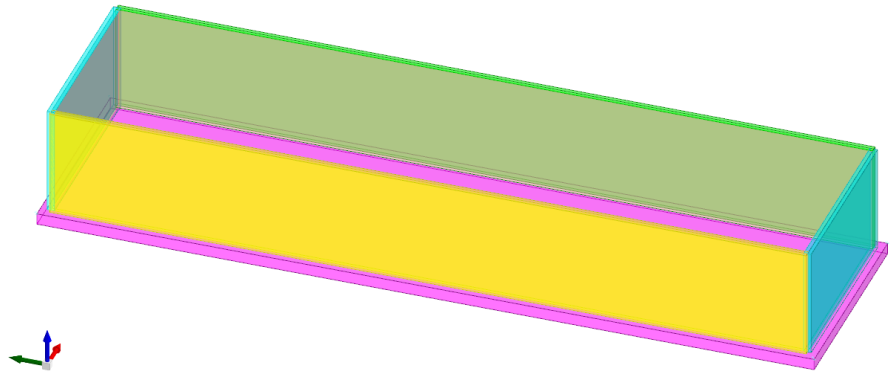
	Nome	terreno	accidentale	liq.interno	terreno sis +	terreno sis -	muro sis	liq.interno sis
RARA	RA 1	1	1	0	0	0	0	0
	RA 2	1	0	1	0	0	0	0
FREQUENTE	FR 1	1	0.9	0.8	0	0	0	0
	FR 2	1	0.8	0.9	0	0	0	0
	FR 3	1	0.9	0	0	0	0	0
	FR 4	1	0	0.9	0	0	0	0
QUASI PERMANENTE	QP 1	1	0.8	0.8	0	0	0	0
	QP 2	1	0.8	0	0	0	0	0
	QP 3	1	0	0.8	0	0	0	0

9 MODELLAZIONE DELLE STRUTTURE

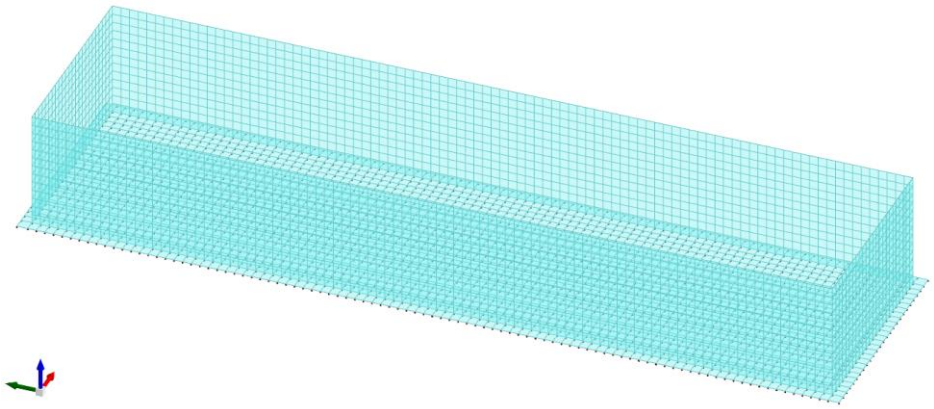
Si riporta di seguito la modellazione effettuata relativamente ai manufatti principali.

9.1 COMPARTO BIOLOGICO

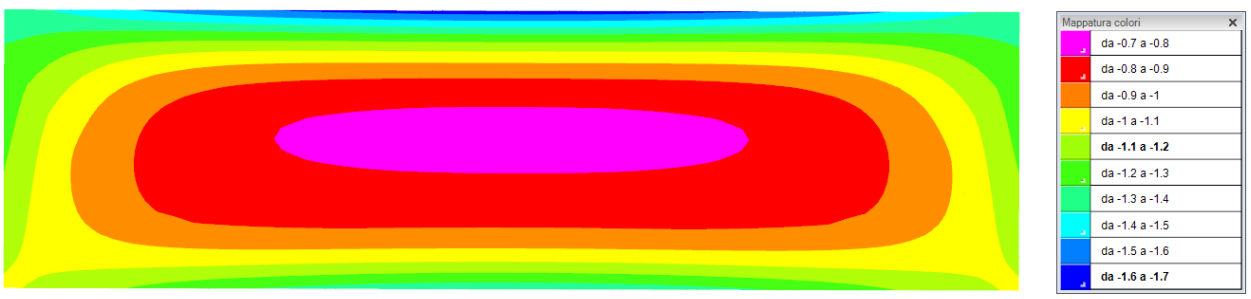
MODELLO TRIDIMENSIONALE



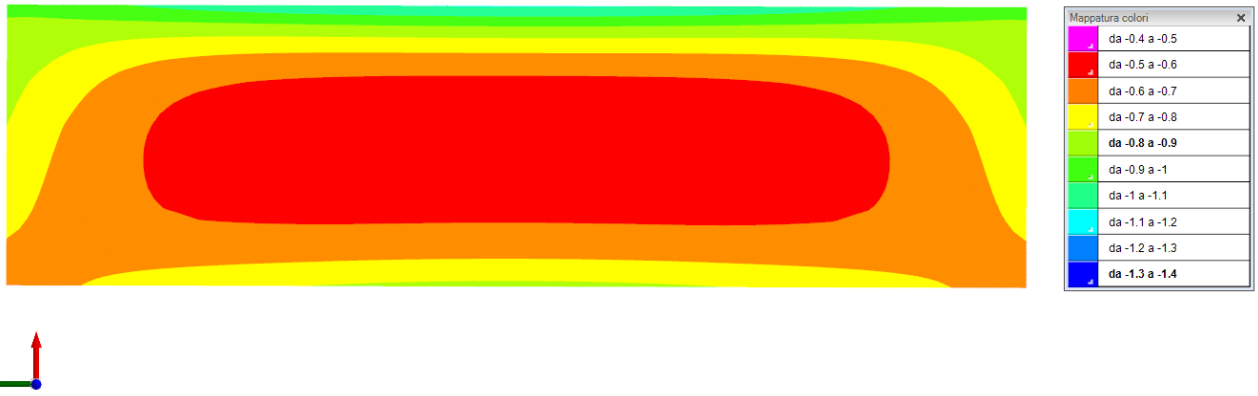
MODELLO AD ELEMENTI FINITI



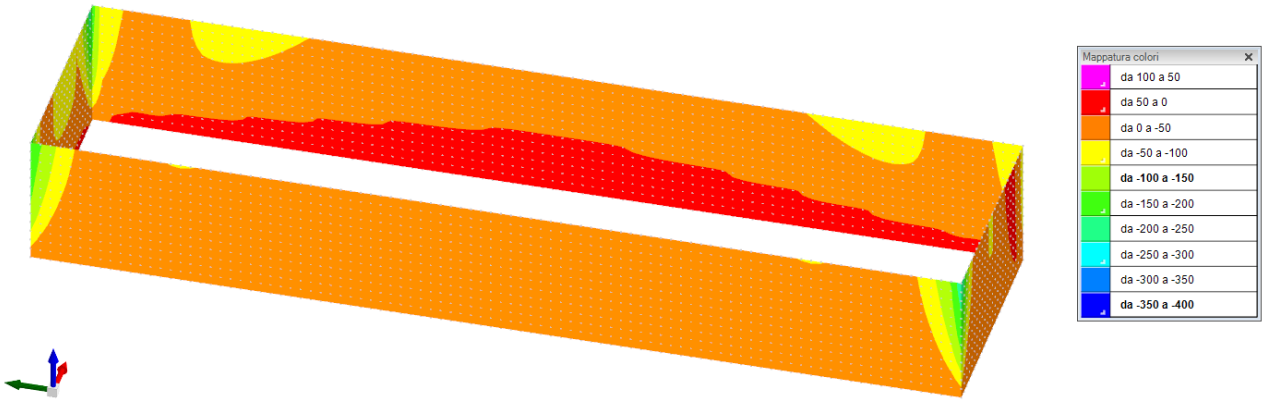
PRESSIONI SUL TERRENO - STATI LIMITE ULTIMI [daN/cm²]



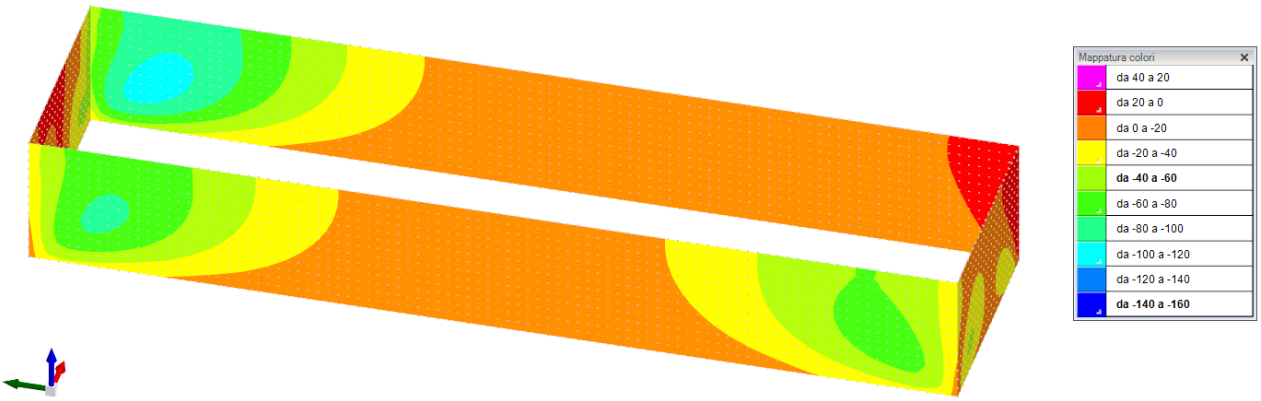
PRESSIONI SUL TERRENO - STATI LIMITE DI ESERCIZIO [daN/cm²]



SOLLECITAZIONI MASSIME PARETI – Mzz [kN - m]

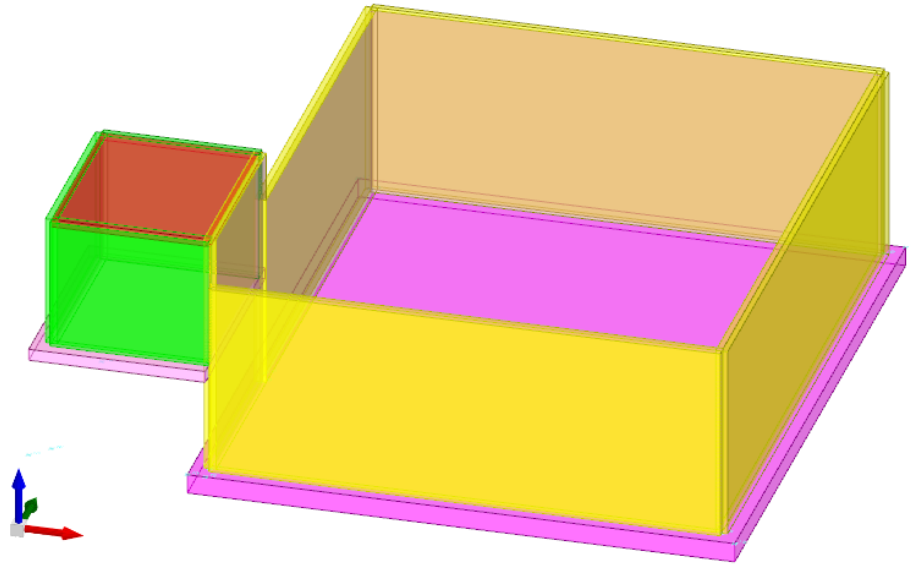


SOLLECITAZIONI MASSIME PARETI – Moz [kN - m]

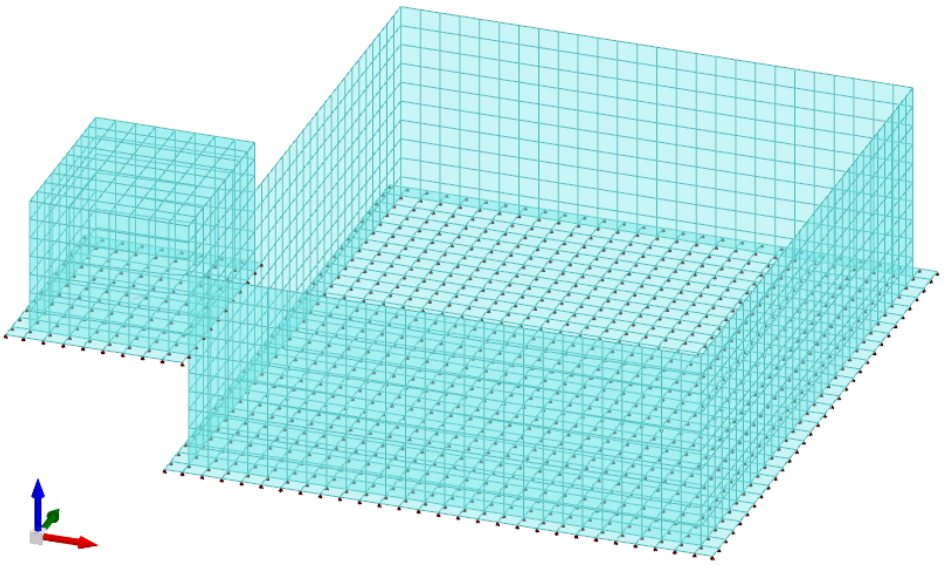


9.2 STABILIZZAZIONE AEROBICA

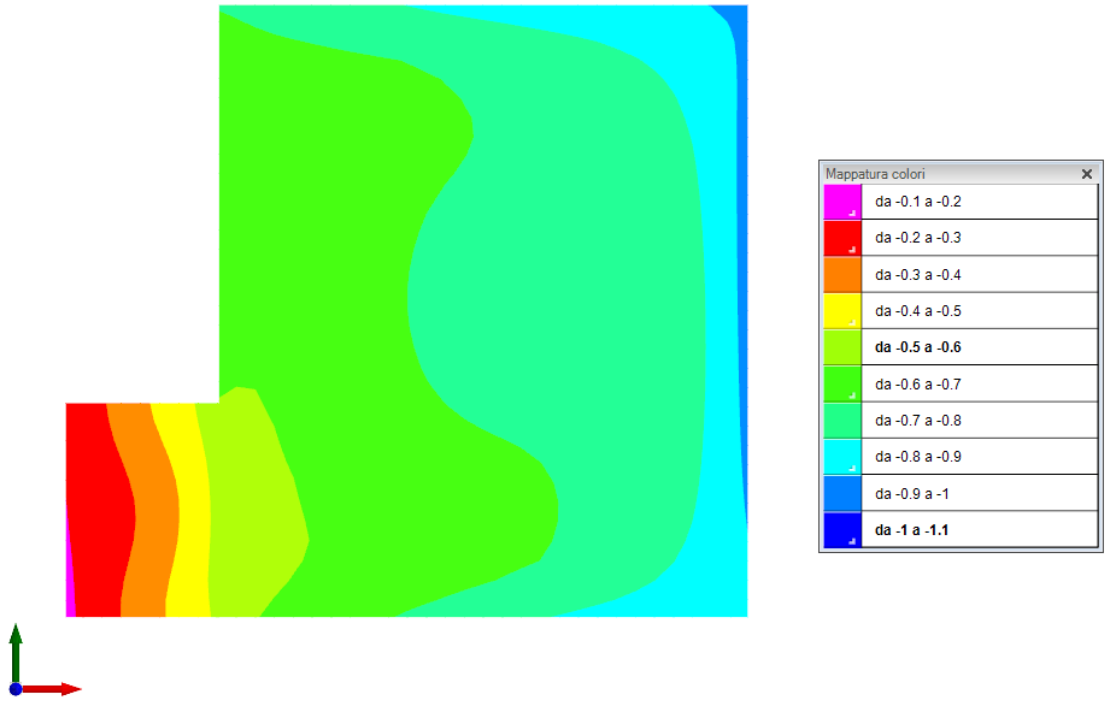
MODELLO TRIDIMENSIONALE



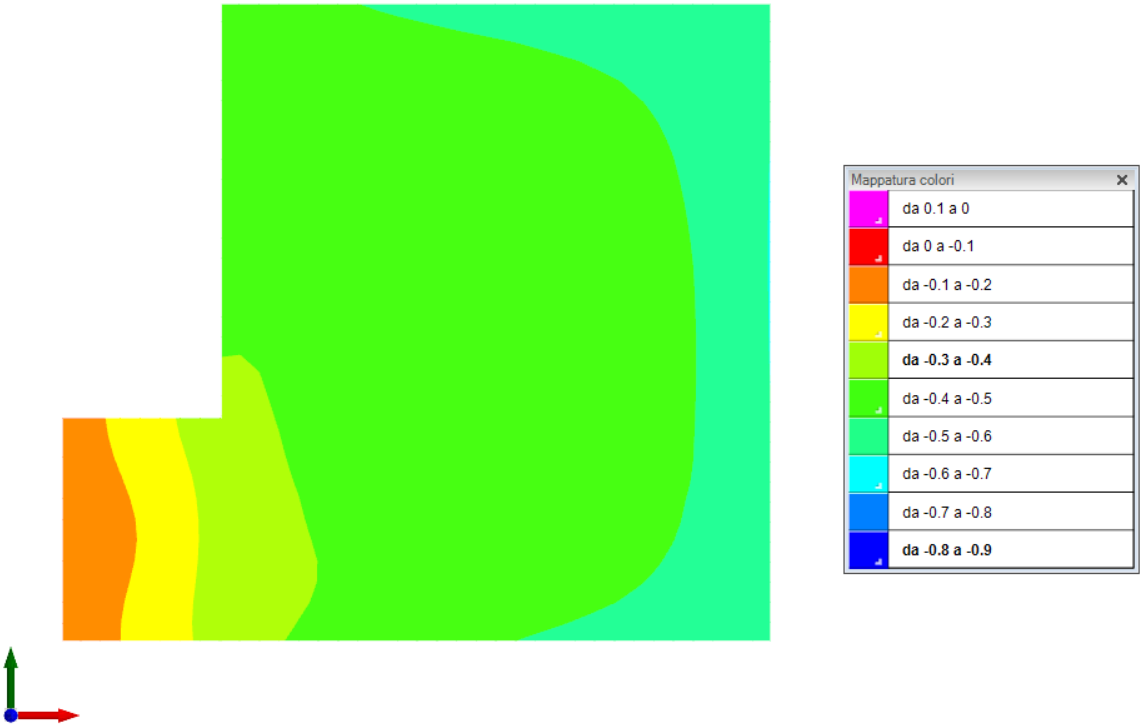
MODELLO AD ELEMENTI FINITI



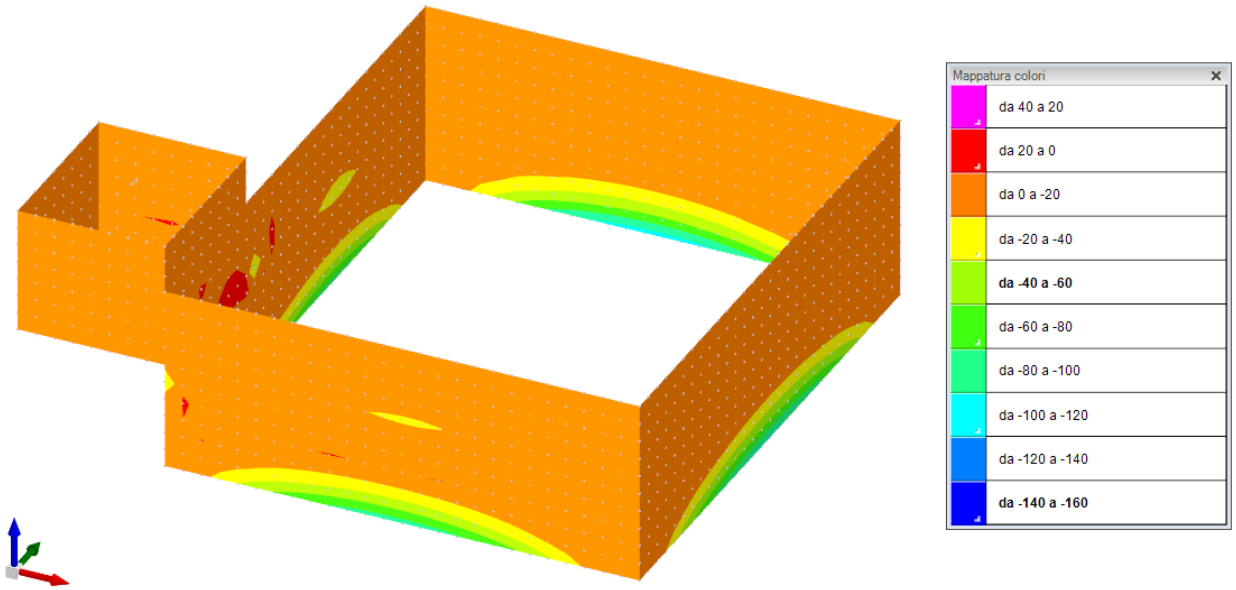
PRESSIONI SUL TERRENO - STATI LIMITE ULTIMI [daN/cm²]



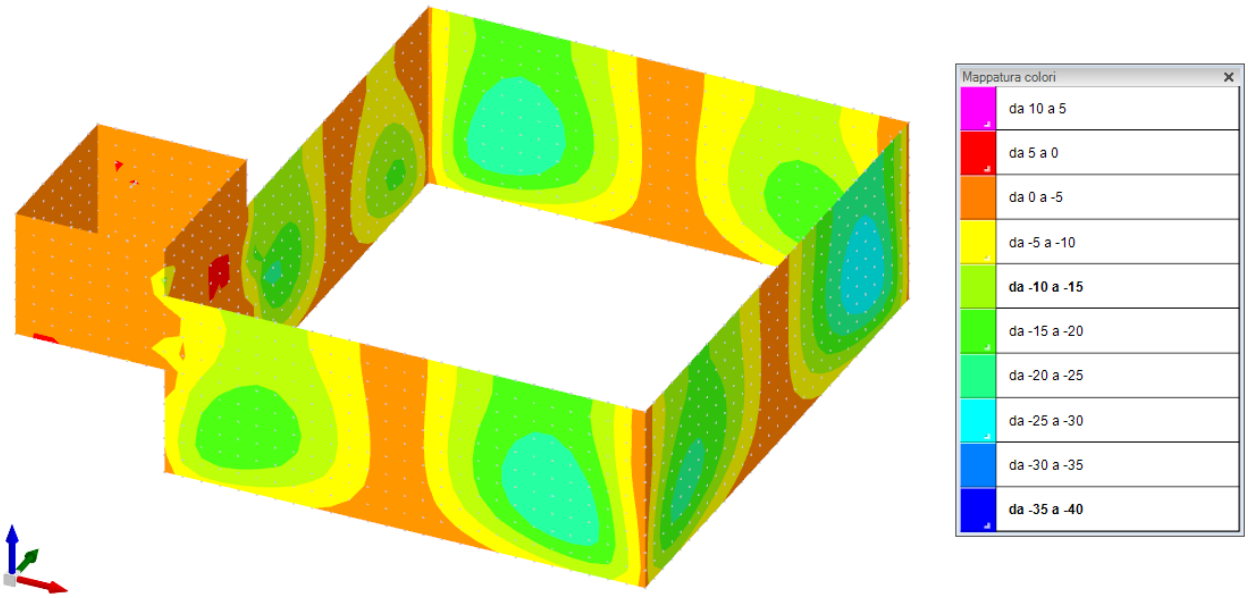
PRESSIONI SUL TERRENO - STATI LIMITE DI ESERCIZIO [daN/cm²]



SOLLECITAZIONI MASSIME PARETI - Mzz [kN - m]

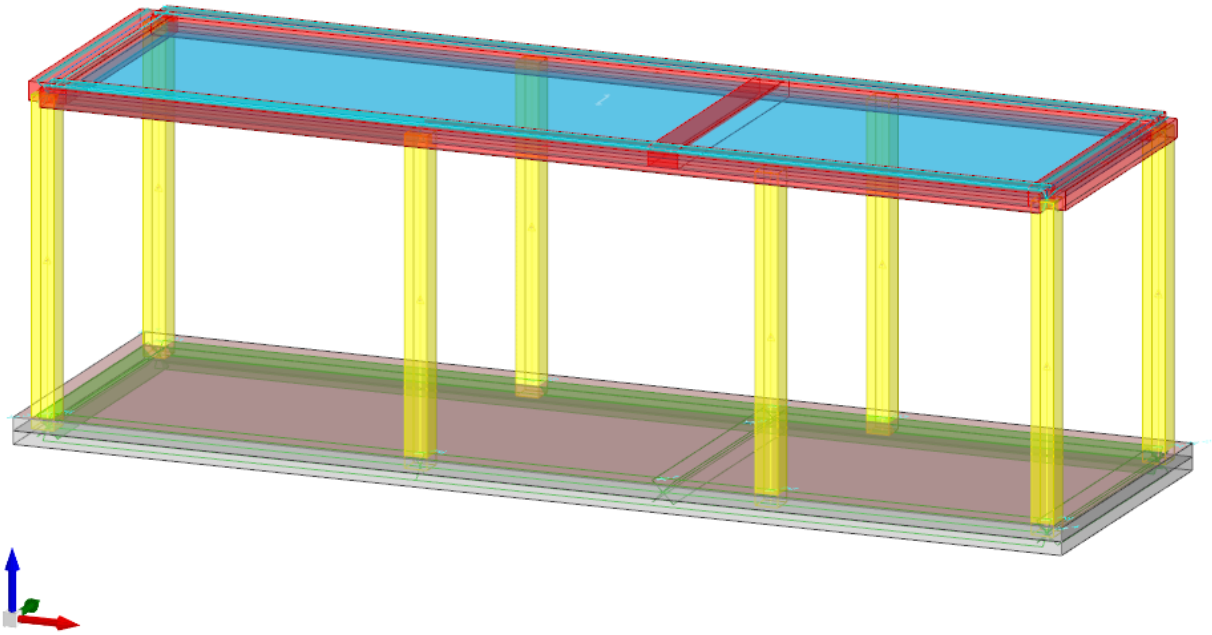


SOLLECITAZIONI MASSIME PARETI - Moz [kN - m]

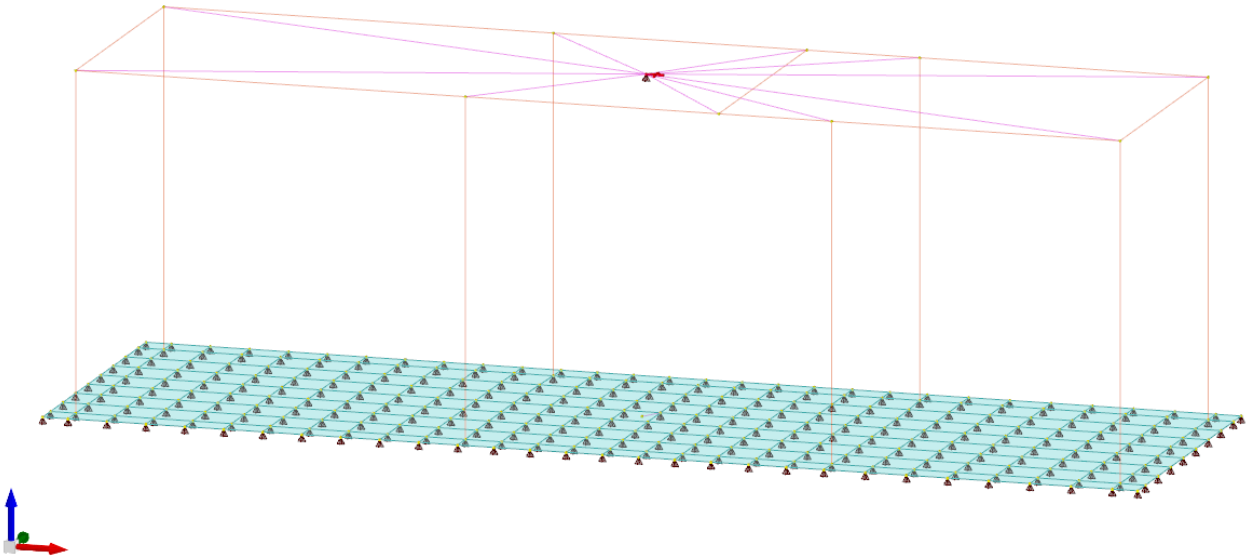


9.3 LOCALE SOFFIANTI (DISSABBIATURA E COMPARTO BIOLOGICO)

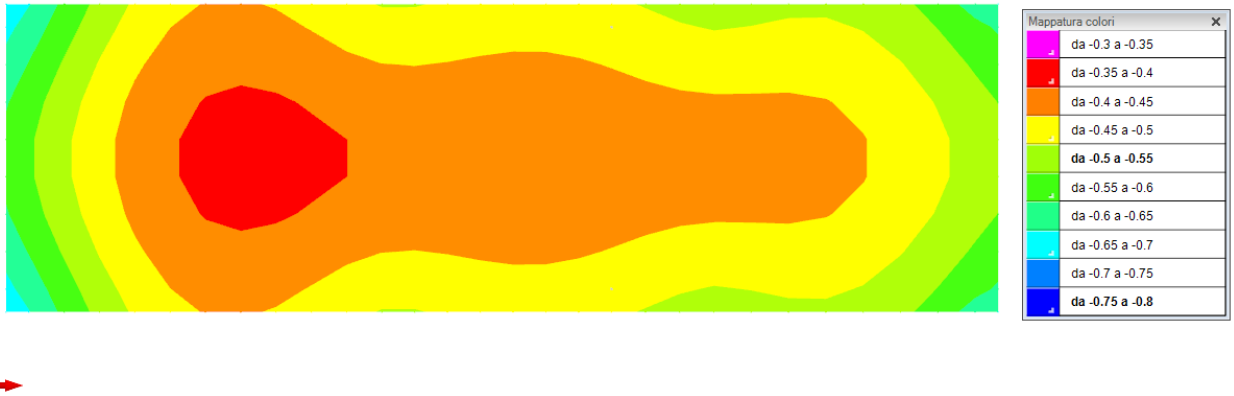
MODELLO TRIDIMENSIONALE



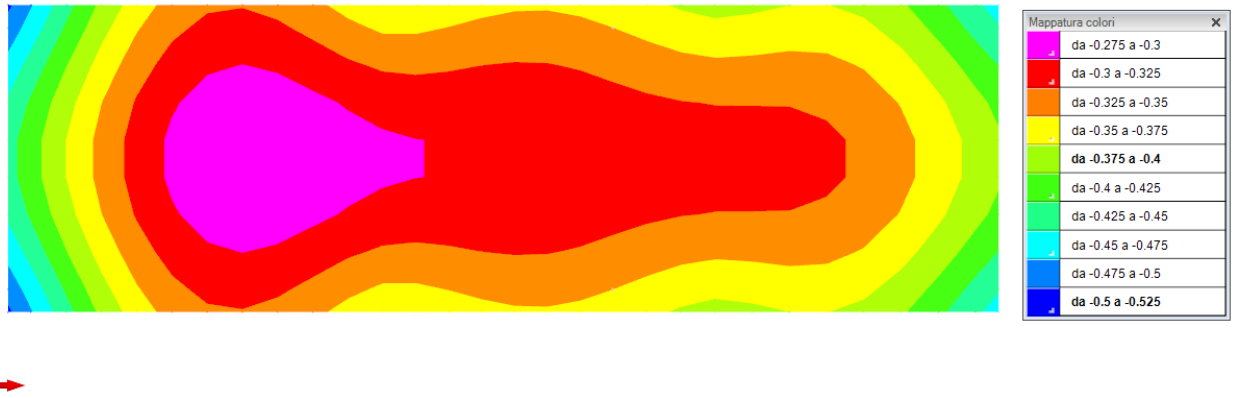
MODELLO AD ELEMENTI FINITI



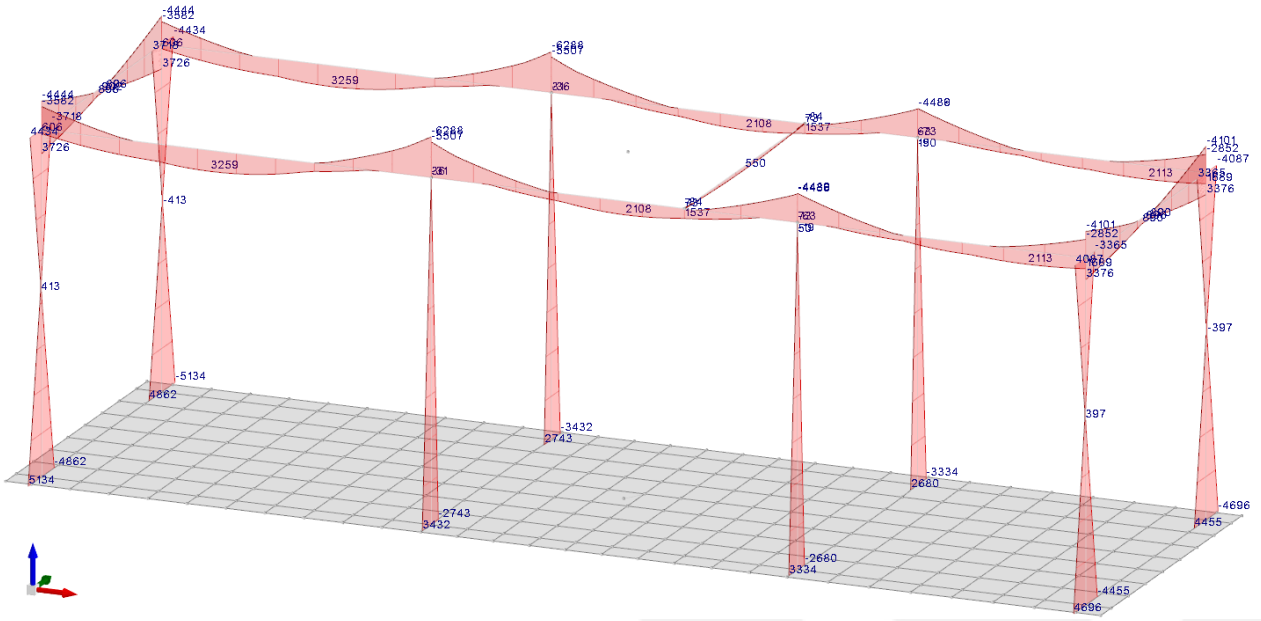
PRESSIONI SUL TERRENO - STATI LIMITE ULTIMI [daN/cm²]



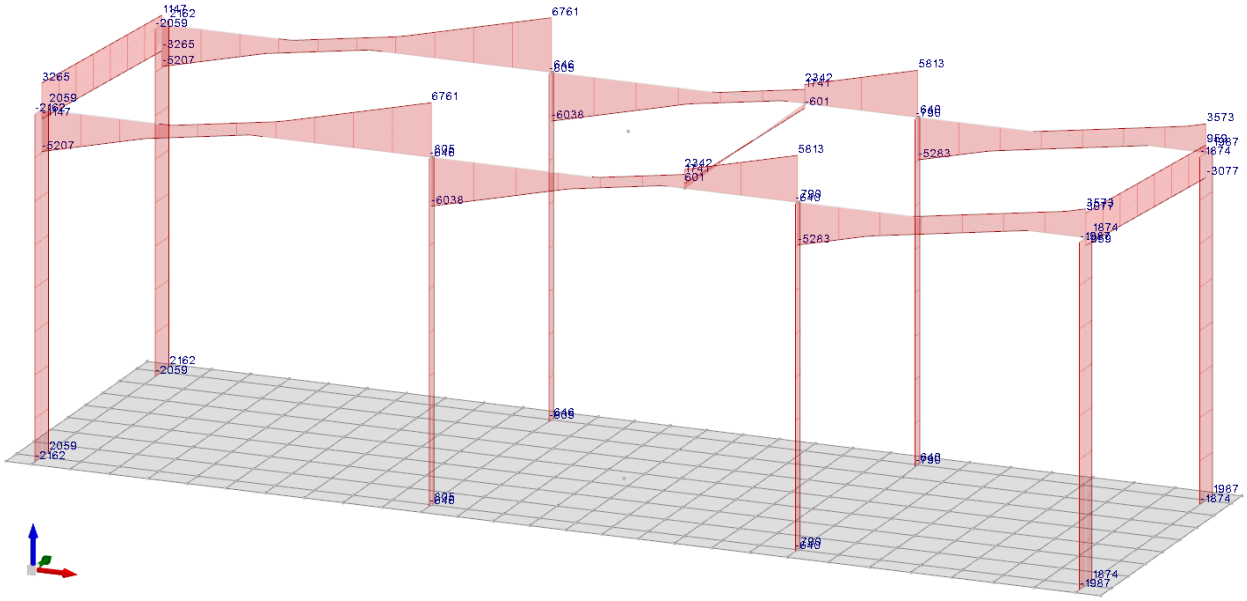
PRESSIONI SUL TERRENO - STATI LIMITE DI ESERCIZIO [daN/cm²]



SOLLECITAZIONI PILASTRI E TRAVI - MOMENTI [daNm]



SOLLECITAZIONI PILASTRI E TRAVI - TAGLI [daN]



SOLLECITAZIONI PILASTRI E TRAVI – SFORZO NORMALE [daN]

