

PROGETTAZIONE

STUDIO DI INGEGNERIA
ISOLA BOASSO & ASSOCIATI S.r.l.
Dott. Ing. Renzo ISOLA
Dott. Ing. Riccardo ISOLA
Dott. Ing. Paolo BOASSO
Dott. Ing. Fabrizio RABAGLIO

Corso Prestinari 86
13100 VERCELLI (VC)

Tel. 0039 0161 215214
fax. 0039 0161 1895045
isolaboasso@email.it
isolaboassoassociati@legalmail.it
www.isolaboasso.it



Acqua Novara VCO Spa
Via L. Triggiani n. 9
28100 NOVARA

PROGETTO DEFINITIVO

Oggetto

AMPLIAMENTO DEPURATORE DI GRAVELLONA TOCE

Via Trattati di Roma
Gravellona Toce (VB)

Data: Dicembre 2019

Rif. archivio: 002.19

Scala

—

TAV. n° ST.01.001

Rev.

AGGIORNAMENTI

DATA

Contenuto degli Elaborati

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

Il Responsabile
Dott. Ing. Riccardo ISOLA

Visto

Vs. Rif. arch.:

Riproduzione o consegna a terzi
solo dietro specifica autorizzazione

Ente destinatario:

—

* Riservato all'Amministrazione

Sommario

1	Oggetto della relazione e criteri di progettazione.....	2
1.1	Opere strutturali	2
1.2	Inquadramento normativo	4
1.3	Inquadramento delle condizioni ambientali	5
2	Inquadramento geologico e geotecnico	6
2.1	Soggiacenza della falda	6
2.2	Indagini geognostiche e caratterizzazione geotecnica	6
2.3	Categoria di sottosuolo	7
2.4	Condizioni topografiche	8
3	Classificazione sismica	8
4	Azioni sulle strutture.....	8
4.1	g1/g2: Pesi propri strutturali e carichi permanenti	9
4.2	qk1: Carichi variabili	10
4.3	qk2: Azioni della neve.....	10
4.4	qk3: Azioni del vento	11
4.5	E: Azioni sismiche	11
4.6	Spinte delle terre	12
4.7	Spinte dei liquidi contenuti	21
5	Calcolo e verifica delle strutture	25
5.1	Manufatto di grigliatura grossolana e pompaggio iniziale	26
5.2	Manufatto di grigliatura fine e dissabbiatura	30
5.3	Vasca biologica a cicli alternati	36
5.4	Edificio per ispessimento fanghi	40
5.5	Manufatto di sollevamento fanghi	43

1 Oggetto della relazione e criteri di progettazione

1.1 Opere strutturali

Il presente elaborato costituisce la relazione di calcolo strutturale del Progetto Definitivo relativo ai lavori di “Ampliamento del depuratore di Gravelлона Toce”, situato in via Trattati di Roma, svolto da codesto studio di ingegneria nell’ambito dell’ordine di lavoro n. 371 del 08.02.2019 ricevuto da Acqua Novara VCO S.p.A.

Il progetto di adeguamento risulta un primo lotto attuativo e funzionale di una serie di interventi relativi ad ulteriori sviluppi futuri del depuratore, a seguito degli interventi di riassetto fognario previsti a medio-lungo termine verso la Valle del Toce fino a Villadossola.

Nell’ambito del presente progetto si prevede:

- Il riutilizzo di una parte dei manufatti esistenti, con esecuzione di alcune modifiche per l’adattamento;
- La realizzazione di nuovi manufatti e edifici con strutture in calcestruzzo armato gettato in opera e carpenteria metallica.

Nel dettaglio le opere strutturali previste nel progetto di primo lotto sono le seguenti:

- Platea di fondazione per l’unità di trattamento dei bottini, in cls armato gettato in opera, di dimensioni in pianta pari a 6.80m x 10.00 m e spessore 30 cm.
- Manufatto di grigliatura grossolana e sollevamento iniziale, in cls armato gettato in opera, avente dimensioni massime in pianta pari a 7.20 m x 17.00 m; l’opera è completamente interrata con profondità di 5.20 m per la grigliatura e 7.50 m per il pompaggio. Per gli spessori strutturali si rimanda al capitolo 5 e agli elaborati grafici.
- Manufatto di grigliatura fine e dissabbiatura, in cls armato gettato in opera, avente dimensioni massime in pianta pari a 24.80 m x 11.70 m; l’opera presenta una parte fuori terra di altezza 6.00 m ed una parte interrata di altezza 2.10 m. Per gli spessori strutturali si rimanda al capitolo 5 e agli elaborati grafici.
- Manufatto dedicato allo sfioro della portata superiore a 3 Qm, in cls armato gettato in opera, avente dimensioni massime in pianta pari a 7.80 m x 13.10 m; l’opera presenta una parte fuori terra di altezza 3.80 m ed una parte interrata di altezza circa 3.15 m. Per gli spessori strutturali si rimanda al capitolo 5 e agli elaborati grafici.
- Manufatto per comparto biologico a cicli alternati, in cls armato gettato in opera, avente dimensioni massime in pianta pari a 13.90 m x 47.20 m; l’opera è quasi completamente interrata, con un’altezza complessiva di circa 6.90 m di cui soltanto 1.35 m fuori terra. Per gli spessori strutturali si rimanda al capitolo 5 e agli elaborati grafici.
- Nuova porzione di edificio soffianti, in ampliamento di quello esistente, costituito da una platea in cls armato gettato in opera, di dimensioni 6.90 m x 6.45 m e spessore 30 cm, e da una parte in elevazione con struttura costituita da profilati in carpenteria metallica d’acciaio. L’altezza minima interna sotto trave è pari a 300 cm e la copertura ha una pendenza del 10%.

- Manufatto di ripartizione a monte dei sedimentatori, in cls armato gettato in opera, avente dimensioni massime in pianta pari a 5.90 m x 3.60 m; l'opera è quasi completamente interrata, con un'altezza complessiva di circa 3.30 m di cui soltanto 0.60 m fuori terra. Per gli spessori strutturali si rimanda al capitolo 5 e agli elaborati grafici.
- Manufatto di sollevamento fanghi, in cls armato gettato in opera, avente dimensioni massime in pianta pari a 10.00 m x 7.60 m; l'opera è completamente interrata e prevede una camera di accumulo e pompaggio dei fanghi con profondità di 5.90 m ed una camera valvole con profondità di 2.70 m. Per gli spessori strutturali si rimanda al capitolo 5 e agli elaborati grafici.
- Manufatto di filtrazione terziaria, in cls armato gettato in opera, avente dimensioni massime in pianta pari a 11.00 m x 7.20 m; l'opera è completamente interrata e prevede diverse parti con differenti profondità, da un minimo di 3.30 m ad un massimo di 4.65 m. Per gli spessori strutturali si rimanda al capitolo 5 e agli elaborati grafici.
- Nuova vasca di disinfezione, in cls armato gettato in opera, avente dimensioni massime in pianta pari a 13.30 m x 9.30 m. L'opera risulta completamente interrata, con profondità di circa 4.10 m. A lato della vasca è prevista anche un'unità di stoccaggio del PAA che verrà alloggiata sotto una pensilina in carpenteria metallica, avente platea di fondazione in cls gettato in opera, di dimensioni 5.40 m x 6.30 m x 0.30 m.
- Nuovo locale elettrico, con dimensioni massime in pianta di 7.40 m x 4.80 m ed altezza pari a 3.50 m. Le fondazioni continue, in cls gettato in opera, presentano sezione a T rovescio di larghezza 70 cm ed altezza 80 cm, con spessore 40 cm. Perimetralmente abbiamo una muratura portante di spessore 30 cm. La copertura è costituita da una soletta piena in cls gettato in opera di spessore 20 cm, con gronde.
- Nuovo edificio per ispessimento meccanico dei fanghi, costituito da una struttura in carpenteria metallica di acciaio a due piani, di dimensioni in pianta pari a 10.55 m x 6.55 m ed altezza di circa 6m. Il sistema fondale è costituito da un graticcio di travi di fondazione, in cls armato gettato in opera, di sezione a T rovescio di larghezze 80 e 100 cm ed altezza 80 cm e spessore 40 cm. Le colonne e le travi di impalcato sono in profilati di acciaio di sezione HeA 200, i controventi di sezione UPN120 mentre le solette saranno in grigliati pesanti.
- Letti di essiccazione dei fanghi, in cls armato gettato in opera, avente dimensioni massime in pianta pari a 10.00 m x 8.00 m. La struttura è tutta fuori terra, con altezza 110 cm e presenta platea e pareti di spessore 25 cm.
- Manufatti interrati per installazione ed ispezione dei misuratori di portata, su tubazione singola o doppia, realizzati in calcestruzzo armato gettato in opera. I manufatti su tubazione singola hanno dimensioni esterne in pianta pari a 2.60 x 2.60 m, con spessori strutturali di 30 cm per platea e pareti, mentre quelli su tubazione doppia hanno dimensioni esterne in pianta pari a 3.40 x 2.70 m, con spessori strutturali di 35 cm per platea e pareti.

Nell'area del depuratore, al fine di realizzare le nuove opere, occorre effettuare degli scavi di sbancamento e a sezione obbligata di notevoli dimensioni, che talvolta si trovano nelle vicinanze di alcuni edifici esistenti del depuratore.

Al fine di evitare di indurre fenomeni di dissesto in tali edifici, per scarichi tensionali del terreno di fondazione dovuti alle operazioni di scavo, sono previste una serie di opere provvisoriale, che nella fattispecie sono:

- Una berlinese di micropali in corrispondenza del lato del nuovo manufatto di grigliatura grossolana e sollevamento, sul lato lungo verso gli edifici esistenti. La berlinese verrà realizzata con perforazioni $\phi 30$ cm profonde 10 m, a passo 50 cm, e un ordine di tiranti $L=12$ m (30 ton) a interasse 1.50 m.
- Una berlinese di micropali in corrispondenza di tre lati del perimetro del manufatto di pompaggio fanghi, a protezione dei sedimentatori esistenti, realizzata con perforazioni $\phi 30$ cm profonde 11 m, a passo 50 cm, e un ordine di tiranti $L=13$ m (30 ton) a interasse 1.50 m collocato a 2.50 m di profondità. Le armature dei micropali sono tubolari di spessore 10 mm e diametro 193.7 mm ed in testa alla berlinese abbiamo una trave di coronamento in c.a. di sezione 60x50 cm.

La parte più profonda del manufatto di grigliatura grossolana e sollevamento fanghi, che prevede uno scavo fino a quota -7.50 dal piano campagna e quindi quasi 3 metri sotto al livello medio della falda, che si trova a -4.80 m, verrà realizzato con dei diaframmi in c.a. ed un tappo di fondo in jet grouting, al fine di poter operare in condizioni di asciutto nella realizzazione dell'opera.

Tutti i manufatti sono stati anche sottoposti a verifiche di galleggiamento, nell'ipotesi più che cautelativa di un innalzamento della falda fino a quota di -1.50 m dal piano campagna del depuratore; le verifiche sono riportate nell'elaborato FO.01.011 "Relazione geotecnica e sulle fondazioni", unitamente alle verifiche delle opere provvisoriale.

1.2 Inquadramento normativo

Il calcolo delle strutture viene eseguito con riferimento al metodo degli stati limite, nel rispetto delle norme vigenti, in particolare il D.Min. Infrastrutture del 17/1/2018 "Aggiornamento delle norme Tecniche per le Costruzioni".

Come tipo di intervento si tratterà di "Nuove costruzioni", rientranti nelle tipologie del cap. 4 "Costruzioni civili ed industriali", cap. 4.1 "Costruzioni in calcestruzzo" e 4.2 "Costruzioni in acciaio".

Le opere citate sono tutte comprese nel Tipo di costruzione 2 "Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari", con Vita Nominale $V_n \geq 50$ anni; la Classe d'Uso è la III, comprendente "Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. ...".

Viene quindi adottato, secondo la tabella 2.4.II della norma, un coefficiente d'uso C_u pari a 1.5, che porta ad una vita di riferimento $VR = V_n * C_u = 75$ anni.

Le altre normative di riferimento a cui ci si attiene nella realizzazione delle opere sono le seguenti:

- Legge 1086 del 05 Novembre 1971;
- Circolare C.S.LL.PP. n°7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 17/01/2018;
- UNI EN 1992-1-1:2015, UNI EN 1998-1:2013

1.3 Inquadramento delle condizioni ambientali

La scelta dei materiali risulta funzione delle necessità strutturali e delle condizioni ambientali, particolarmente importanti nel caso di impianti idrici; le condizioni sono diversificate a seconda del tipo di struttura.

Nel caso di strutture a contatto con i liquami, con riferimento alla classificazione delle condizioni ambientali contenuta nella tabella 4.1.III delle citate NTC 2018, le condizioni ambientali riferite alle opere a contatto con tali fluidi sono definite come **"Aggressive"**; per le altre strutture o parti di strutture le condizioni ambientali sono definite come **"Ordinarie"**.

In dettaglio, per le strutture o parti di strutture a contatto dei liquami definiti aggressivi le classi di esposizione sono:

- riguardo alla categoria 2, *"Corrosione indotta da carbonatazione"*, la classe di esposizione è la **XC4**, relativa ad ambiente *"Ciclicamente asciutto e bagnato"* definito per calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette ad alternanza di asciutto ed umido.
- riguardo alla categoria 6, *"Attacco chimico"*, la classe di esposizione è la **XA2**, relativa ad *"Ambiente chimicamente mediamente aggressivo"* definito per contenitori di fanghi ed acque reflue.

La classe minima di resistenza che soddisfa tutte le condizioni **XC4 + XA2** risulta pari a **C 32/40**; le condizioni sono definite come **"Aggressive"**; il copriferro richiesto è di 40 mm.

Per le strutture o parti di strutture non a contatto dei liquami la classe di esposizione è:

- per le strutture interrato e di fondazione, la categoria applicata è la 2, *"Corrosione indotta da carbonatazione"*, la classe di esposizione è la **XC2**, relativa ad ambiente *"Bagnato, raramente asciutto"* definito per parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni; le condizioni sono definite come **"Ordinarie"**; la classe minima di resistenza è la **C 25/30**; il copriferro richiesto è di 30 mm.
- per le strutture di fondazione non completamente interrato, quali platee degli edifici tecnici, e quindi soggette ad alternanza bagnato asciutto, la categoria applicata è la 2, *"Corrosione indotta da carbonatazione"*, la classe di esposizione è la **XC4**, relativa ad ambiente *"Ciclicamente asciutto e bagnato"* definito per calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette ad alternanza di asciutto ed umido.

La classe minima di resistenza che soddisfa la condizione **XC4** risulta pari a **C 32/40**; le condizioni sono definite come **"Aggressive"**; il copriferro richiesto è di 40 mm.

Per uniformità verrà pertanto adottata la condizione **XC4** e di conseguenza la classe **C32/40** per tutte le strutture non a contatto con i liquami.

Per assicurare funzionalità e durata alle strutture occorre considerare nel calcolo un valore di apertura delle fessure adeguato alle condizioni ambientali, o classi di esposizione, oltre che alle sollecitazioni agenti ed alla sensibilità delle armature alla corrosione.

La tab. 4.1.IV della normativa definisce i valori limite di calcolo, per combinazioni di azioni *"frequente"* e *"quasi permanente"*: nel caso invece di classi d'esposizione XC4 e XA2, condizione definita *"aggressiva"*, i valori di calcolo di apertura delle fessure sono rispettivamente 0,3 mm e 0,2 mm.

2 Inquadramento geologico e geotecnico

L'inquadramento geologico e geotecnico fa parte della relazione geologica redatta dalla dott.ssa Anna Maria Ferrari, contenente anche i risultati delle prove geognostiche eseguite e della caratterizzazione sismica. Per i dettagli si rimanda a tale documento e nel presente paragrafo vengono riassunti i parametri, le stratigrafie e gli altri dati assunti per il dimensionamento strutturale.

L'area di intervento è caratterizzata da depositi alluvionali recenti legati alla dinamica evolutiva del Fiume Toce – Torrente Strona, costituiti da sabbie, sabbie ghiaiose, limi, limi sabbiosi. Tutta la piana alluvionale è costituita da alternanze di depositi sabbiosi e ghiaiosi e di depositi fini di tipo limoso-argilloso.

La formazione dell'ampia piana alluvionale è stata condizionata dalla presenza del Montorfano e della soglia rocciosa su cui si trova Mergozzo.

Questo ha impedito che il fiume Toce potesse sfociare direttamente nel Lago Maggiore, determinando l'avanzamento e l'accrescimento della piana alluvionale che ha portato alla separazione tra Lago Maggiore e Lago di Mergozzo.

Tutta la zona alluvionale risulta caratterizzata da associazione di sedimenti di ambiente fluviale, di conoide e di piana alluvionale, con elevata variabilità granulometrica.

2.1 Soggiacenza della falda

La zona è caratterizzata da una falda superficiale a connotazione freatica, alimentata prevalentemente dal fiume Toce.

La quota della falda, in fase di indagine, è stata individuata a circa -4,80 m (29 luglio 2019). Risulta pertanto direttamente interferente con la realizzazione delle strutture ed è comunque soggetta ad oscillazioni nel corso dell'anno.

Da dati bibliografici (caratterizzazione geologica di PRGC) la soggiacenza risulta limitata e mediamente pari a -1.50 / -2.00 m da piano campagna originale, risultando soggetta ad oscillazioni stagionali. A livello locale occorre considerare il riporto messo in posto di spessore valutabile in 1.50 / 2.00 m che porta localmente ad un pari incremento delle quote di soggiacenza a circa -3.50 / - 4.00 m.

Vista la variabilità del livello di falda e gli episodi di esondazione occorsi in passato, a scopo cautelativo il dimensionamento dei manufatti e le verifiche di galleggiamento sono stati effettuati assumendo un innalzamento della falda fino a -1.50 m dall'attuale piano di campagna.

2.2 Indagini geognostiche e caratterizzazione geotecnica

La ricostruzione del modello geologico del terreno è stata realizzata mediante l'esecuzione di un sondaggio geognostico a carotaggio continuo, protratto fino alla profondità di 18 m e successivamente allestito a piezometro e sulla base di 3 prove penetrometriche dinamiche (SCPT). Sono state inoltre eseguite 12 SPT in foro di sondaggio, a partire dalla quota di -3,70 m, per la parametrizzazione geotecnica. Sono stati inoltre raccolti due campioni di sabbie sciolte: C1 (9.00- 9.30 m) e C2 (14.00-14.30 m) inviate a laboratorio specializzato per determinazione delle curve granulometriche.

Delle tre prove SCPT eseguite, due sono andate a rifiuto nei primi strati, a causa della presenza di ciottoli, quindi si è preferito fare riferimento ai risultati delle prove SPT eseguite nel foro di sondaggio.

La ricostruzione stratigrafica evidenzia la presenza di un deposito superficiale costituito da uno strato di riporto grossolano (blocchi in matrice sabbiosa), seguito da deposito sabbioso - ghiaioso fino a circa 7.60 m. Da tale quota sino a fondo foro i depositi sono prevalentemente sabbiosi e limoso-sabbiosi.

Nella seguente tabella viene riassunta la stratigrafia del terreno indagato:

Profondità	Tipologia di terreno
Da 0.00 a - 2.10 m	terreno di riporto vegetale seguito da riporto costituito da blocchi abbondanti in matrice sabbiosa
Da -2.10 m a -3.20 m	Sabbia con ghiaia
Da -3.20 m a -7.60 m	Ghiaia eterometrica con ciottoli in abbondante matrice sabbiosa, a tratti limosa
Da -7.60 m a -13.60 m	Alternanze di livelli sabbiosi, sabbioso-limosi e limi sabbiosi
Da -13.60 m a -18.00 m	Sabbia fine prevalente con passante di limo sabbioso fine

Sulla base dei risultati ottenuti dalle prove SPT in foro sono stati determinati i seguenti valori di picco dei parametri geotecnici:

Caratteristiche	γ (g/cm ³)	ϕ' (°)	Dr (%)	E (kg/cm ²)
Strato di Riporto da 0.00 a - 2.10 m	NC	NC	NC	NC
Sabbia con ghiaia da -2.10 a -3.20 m	2.00	29	50	394
Ghiaia con ciottoli da -3.20 a -7.60 m	2.10	38	50-85	1400-1700
Sabbie sciolte da -7.60 a -13.60 m	1.80	23	25-35	56-106
Sabbie fini da -13.60 a -18 m	1.85	24	25-32	80-165

Per quanto riguarda i parametri caratteristici, necessari per l'esecuzione delle verifiche geotecniche, essi sono stati elaborati a partire dai parametri disaggregati ottenuti tramite correlazioni dai risultati delle prove SPT in foro di sondaggio.

È stato determinato il quinto percentile della distribuzione normale della media entro il volume significativo, distinguendo due casi:

1. Manufatto di sollevamento iniziale, con piano di imposta a circa -9,00 m dal piano campagna. A questo proposito sulla base delle indicazioni disponibili non sono stati considerati i primi 9 m di indagine, considerando tutta la lunghezza della verticale di indagine (18 m). I valori dei parametri caratteristici sono: $\gamma_k = 1,8 \text{ kg/m}^3$ $\phi'_k = 22,8^\circ$ $Dr_k = 24,3\%$
2. Vasca biologica, con piano di imposta a circa -5,00 m dal piano campagna. A questo proposito sulla base delle indicazioni disponibili non sono stati considerati i primi 5 m di indagine, considerando tutta la lunghezza della verticale di indagine (18 m). I valori dei parametri caratteristici sono: $\gamma_k = 1,7 \text{ kg/m}^3$ $\phi'_k = 23^\circ$ $Dr_k = 26\%$

2.3 Categoria di sottosuolo

Per la determinazione della categoria di sottosuolo è stata effettuata una prova MASW.

Il valore ottenuto, $V_{s,eq} = 307$ m/s, si traduce in una categoria di sottosuolo C.

2.4 Condizioni topografiche

Le condizioni topografiche sono invece valutabili attraverso l'utilizzo della tabella 3.2.IV, valida per configurazioni superficiali semplici. L'area di intervento può essere interamente inclusa nella categoria topografica T1.

3 Classificazione sismica

Le azioni sismiche di progetto sono definite come pericolosità sismica di base dal paragrafo 3.2 delle NTC 2018, e sono funzione della coordinata geografica del sito e dai parametri relativi a Vita Nominale VN e Classe d'Uso; gli spettri di risposta sono inoltre dipendenti dalle caratteristiche del terreno di fondazione, in questo caso di "Tipo C", e dalle condizioni topografiche, in questo caso relative alla situazione in categoria T1 con coefficiente di amplificazione topografica ST pari a 1.0.

Comune di Gravelloa Toce:

Longitudine (WGS84) : 8.432488 ° Est Classe d'uso : III ($C_u = 1,5$)
 Latitudine (WGS84) : 45.936688 ° Nord Vita di riferimento : $V_R \geq 75$ anni
 Vita nominale : $V_N \geq 50$ anni

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0,021	2,537	0,178
SLD	75	0,02714	2,5427	0,2044
SLV	712	0,05509	2,6833	0,2953
SLC	1462	0,066	2,771	0,314

4 Azioni sulle strutture

Le strutture sono soggette a peso propri, carichi permanenti ed accidentali come da normativa che classifica le azioni secondo le seguenti tipologie:

- Permanenti (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale dell'opera
- Azioni della precompressione (P)
- Variabili (Q): azioni con valori istantanei che possono sensibilmente variare la loro intensità nel tempo e che possono essere di lunga o breve durata; tra questi troviamo la neve, il vento e la presenza delle persone, impianti

- Eccezionali (A): azioni che si verificano soltanto eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura, quali incendi, esplosioni ed urti
- Sismiche (E): azioni derivanti da eventi sismici

Nel caso in oggetto sono presenti carichi permanenti e variabili descritti negli appositi capitoli:

- 4.1 g_1/g_2 : Pesi propri strutturali e carichi permanenti
- 4.2 q_{k1} : Carichi variabili
- 4.3 q_{k2} : Azioni della neve
- 4.4 q_{k3} : Azioni del vento
- 4.5 E : Azioni sismiche

Per le spinte delle terre e dei liquidi contenuti nei manufatti sono previste specifiche analisi sia in condizioni statiche che sismiche, come riportato negli appositi capitoli:

- 4.6 Spinte delle terre
- 4.7 Spinte dei liquidi contenuti

Le azioni elencate sono combinate secondo le istruzioni ed i coefficienti di combinazioni indicati in normativa.

Le combinazioni a stato limite ultimo SLU derivano da una combinazione fondamentale, nella quale si considerano predominanti, a turno, ciascuno dei carichi variabili presenti; l'azione accidentale predominante viene assunta interamente mentre le secondarie sono moltiplicate per il coefficiente riduttivo ψ_0 ; tale combinazione presenta la seguente forma :

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Gi}G_i + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \gamma_{Qi}\psi_{0i}Q_{ki}$$

I coefficienti di combinazione ψ sono riportati in tabella 2.5.I della norma.

Le combinazioni a stato limite di esercizio SLE definite nelle seguenti forme:

Combinazione caratteristica (rara) : $G_1 + G_2 + G_i + P + Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \sum \psi_{0i}Q_{ki}$

Combinazione frequente : $G_1 + G_2 + G_i + P + \psi_{11}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \sum \psi_{2i}Q_{ki}$

Combinazione quasi permanente : $G_1 + G_2 + G_i + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \sum \psi_{2i}Q_{ki}$

Le combinazioni sismiche prevedono la combinazione degli effetti dell'azione sismica con le altre azioni mediante la seguente espressione: $G_1 + G_2 + G_i + E + \sum \psi_{0i}Q_{ki}$

4.1 g_1/g_2 : Pesi propri strutturali e carichi permanenti

I pesi propri strutturali e permanenti applicati alle singole opere strutturali, sono i seguenti:

Pesi propri strutturali

Calcestruzzo = 25.00 kN/m³

Acciaio = 78.50 kN/m³

Carichi permanenti

Peso proprio terreno = 20.00 kN/m³

Peso proprio acqua	=	10.00 kN/m ³
Peso proprio liquami	=	11.00 kN/m ³
Permanente griglie grossolane automatiche	=	circa 23 kN cad
Permanente pompe e getti di pendenza in pompaggio iniziale	=	circa 5 kN/m ²
Permanente pompe e getti di pendenza in sollevam. fanghi	=	5.00 kN/m ²
Permanente soffianti biologico	=	26.14 kN/cad
Permanente soffianti dissabbiatura	=	6.80 kN/cad
Permanente filtri e tubazioni in vasca filtrazione terziaria	=	5.00 kN/m ²
Permanente impianto di trattamento bottini	=	circa 75 kN
Permanente poli preparatore in edificio ispessimento	=	circa 58 kN
Permanente ispessitore da 40 m ³ /h in edificio ispessimento	=	circa 15 kN (con mixer)
Permanente ispessitore da 90 m ³ /h in edificio ispessimento	=	circa 29 kN (con mixer)

4.2 qk1: Carichi variabili

Carichi variabili sulle platee

Data la natura delle opere in esame si tratta in tutti i casi di carichi variabili di tipo industriale Categoria E2 (Tabella 3.1.II del DM 17-01-2018). Tale categoria prevede che i carichi siano valutati caso per caso, secondo la specificità dell'opera. Nel dettaglio sono state considerate:

- Azioni variabili distribuite sulle platee per operazioni di manutenzione degli impianti: 2 kN/m², stimato considerando un normale affollamento di personale per la manutenzione nel manufatto.
- Azioni variabili dovute alle tubazioni e al valvolame: 3 kN/m², stimato cautelativamente dividendo il peso degli elementi più pesanti sulla superficie di riferimento, e considerato sull'intera superficie.

Carichi variabili sulle solette

Alcuni manufatti presentano delle solette di copertura che, trovandosi all'interno di un'area che prevede la circolazione di veicoli di servizio e manutenzione, possono essere interessate da carichi variabili da traffico. A scopo cautelativo sono state considerate le azioni variabili da traffico indicate al paragrafo 5.1.3.3.5 delle NTC2018; in particolare quelli relativi allo schema di carico 1, corsia n.1, che prevede un carico distribuito di 9 kN/m² e 4 carichi concentrati di 150 kN e schema di carico 2, che prevede soltanto due carichi concentrati, di entità pari a 200 kN su impronta 60x35 cm, collocati a distanza di 2 m.

4.3 qk2: Azioni della neve

Il carico variabile dovuto all'azione della neve è stato valutato con riferimento al par. 3.4 delle NTC 2018. È stato determinato il valore di riferimento del carico neve al suolo, che per la Zona I e altitudine circa 200 m s.l.m. ha un valore $q_{sk} = 1,50$ kN/m². Considerando le strutture presenti, tutte con coperture ad una falda ed inclinazione inferiore a 30°, mediante la tabella 3.4.II è stato assunto un coefficiente di forma $\mu_1 = 0,80$.

Il coefficiente di esposizione C_E viene di valore unitario.

Analogamente il coefficiente termico C_T viene assunto come unitario mediante la tabella 3.4.I.

Il carico neve sulla copertura è quindi determinato con la seguente relazione:

$$q_s = q_{sk} * \mu_1 * C_E * C_T = 1,50 \text{ kN/m}^2 * 0,80 * 1,00 * 1,00 = 1,20 \text{ kN/m}^2$$

4.4 qk3: Azioni del vento

L'azione del vento ha rilevanza per gli edifici tecnici con struttura in acciaio; essi infatti, avendo bassa massa sismica, risentono maggiormente delle azioni eoliche.

In particolare il calcolo viene esplicitato per l'opera che presenta la maggiore altezza dal livello del suolo, vale a dire l'edificio che ospita gli ispessitori, con un valore pari a circa 6 metri.

Le azioni vengono determinate con riferimento al paragrafo 3.3 delle NTC 2018, adottando i seguenti parametri:

Zona	:	1
Altitudine s.l.m.	:	$\approx 200 \text{ m}$
Classe rugosità	:	D
Distanza dalla costa	:	$> 30 \text{ Km}$
Categoria esposizione	:	II ($k_r = 0,19 - z_0 = 0,05 \text{ m} - z_{\min} = 4 \text{ m}$)
Altezza riferimento z	:	$6,00 \text{ m circa}$
Coeff. forma c_p	:	0.80 (0.80 in pressione, 0.40 in depressione)
Coeff. topografia c_t	:	1
Coeff. dinamico c_d	:	1

$$v_b = v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$$

$$q_b = 390 \text{ N/m}^2$$

$$c_e(z) = k_r^2 * c_t * \ln(z/z_0) * [7 + c_t * \ln(z/z_0)] = 2,03$$

$$p = q_b * c_e * c_p * c_d = 0.64 \text{ kN/m}^2 \text{ in pressione}$$

$$p = q_b * c_e * c_p * c_d = 0.32 \text{ kN/m}^2 \text{ in depressione}$$

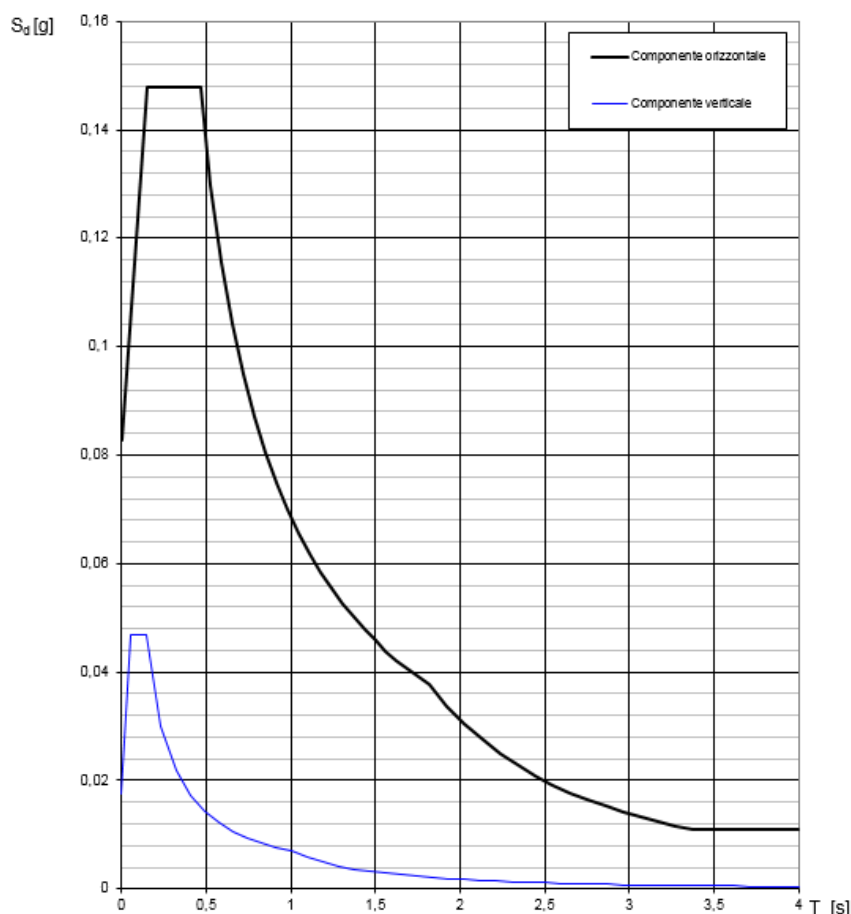
Si assume arbitrariamente e cautelativamente il valore $p = 1.00 \text{ kN/m}^2$ in pressione, e conseguentemente $p = 0.50 \text{ kN/m}^2$ in depressione.

4.5 E: Azioni sismiche

Le azioni sismiche di progetto sono definite come pericolosità sismica di base dal paragrafo 3.2 delle NTC 2018, funzione della coordinata geografica del sito e dai parametri relativi a Vita Nominale V_N e Classe d'Uso, oltre che dalle caratteristiche del terreno di fondazione e dalle condizioni topografiche.

Il calcolo è stato eseguito nelle condizioni più cautelative, assumendo strutture NON dissipative, con riferimento al punto 7.2.2. delle NTC. Il fattore di struttura orizzontale viene assunto consultando la tabella 7.3.I che prevede, per le verifiche a SLU di strutture non dissipative, l'adozione di un valore $q_h \leq 1.5$. Sono stati determinati i vari spettri di progetto, così come previsti dalla normativa vigente, con i relativi parametri.

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite SLV



Spettri di progetto SLV per $q=1,5$

4.6 Spinte delle terre

Le spinte dei terreni sono valutate in modo diverso nel caso di spinte su paramenti liberi di traslare e ruotare o non liberi, ma per la definizione dei parametri di calcolo va inquadrata la modalità di calcolo in entrambi i casi.

Nel caso di spinte su paramenti **liberi di traslare e ruotare**, le spinte statiche dei terreni sono calcolate con le comuni relazioni di Coulomb o Rankine; in assenza di falda, posto:

ϕ'_d = valore di progetto dell'angolo di resistenza a taglio del terreno

δ_d = valore di progetto dell'angolo di attrito terreno-paramento

ψ = angolo di inclinazione del paramento rispetto all'orizzontale (muro verticale $\psi = 90^\circ$)

β = angolo di inclinazione della superficie del terreno

risultano le seguenti relazioni:

Coulomb

$$K_{att} = \frac{\sin^2(\phi'_d + \psi)}{\sin^2(\psi) \cdot \sin(\psi - \delta_d) \cdot [1 + v(\sin(\phi'_d + \delta_d) \cdot \sin(\phi'_d - \beta) / \sin(\phi'_d - \delta_d) / \sin(\phi'_d + \beta))]}$$

Rankine

$$K_{att} = \frac{1 - \sin(\phi'_d)}{1 + \sin(\psi)} \cdot (1 + \sin(\beta))$$

In presenza di azioni sismiche, la spinta complessiva viene calcolata mediante la relazione proposta da Mononobe & Okabe e riportata nelle norme UNI EN 1998-5, Eurocodice 8, parte 5, punto 7, app. E.3 - E.4:

$$K_{att} = \frac{\sin^2(\phi'_d + \psi - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \sin^2(\psi) \cdot \sin(\psi - \delta_d - \theta) \cdot [1 + v(\sin(\phi'_d + \delta_d) \cdot \sin(\phi'_d - \beta - \theta) / \sin(\phi'_d - \delta_d - \theta) / \sin(\phi'_d + \beta))]}$$

in cui l'angolo θ è definito al punto E.5 del citato Eurocodice mediante la relazione:

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

ed i coefficienti k_h e k_v sono definiti al punto 7.3.2.2. dello stesso Eurocodice:

$$k_h = \alpha \cdot S / r \quad k_v = \pm 0.33 \cdot k_h \text{ per le regioni italiane}$$

in cui α è l'accelerazione di progetto al suolo $a_{g(g)}$, il coefficiente r è definito nello stesso punto al prospetto 7.1, mentre S è il coefficiente di amplificazione definito nelle norme UNI EN 1998-1, Eurocodice 1, punto 3.2.2.2, tabella 3.3 relativa allo spettro Type 2.

Le norme NTC 2018 riportano al punto 7.11.6.2.1 un metodo semplificato per il calcolo dei coefficienti k_h e k_v in funzione di $a_{g(g)}$ e di un coefficiente β funzione della categoria sismica del sottosuolo e di $a_{g(g)}$: la valutazione delle azioni con questo metodo porta peraltro in genere a sollecitazioni meno onerose rispetto al precedente metodo basato sulla relazione di Mononobe & Okabe; cautelativamente viene comunque adottato il metodo più oneroso.

Sempre in via cautelativa e con riferimento alla bibliografia in materia, la spinta complessiva così calcolata viene suddivisa tra una spinta statica con andamento triangolare e risultante posta ad un terzo dell'altezza ed una spinta sismica con andamento uniforme e risultante posta a metà dell'altezza.

Nel caso di spinte su paramenti **NON liberi di traslare e ruotare**, quali pareti di edifici o elementi comunque rigidamente vincolati in testa o al piede, le spinte statiche dei terreni sono calcolate con riferimento alla spinta a riposo dei terreni, mediante la relazione:

$$K_0 = (1 - \sin(\phi'_d)) * (1 + \sin(\beta)) * O_{cr}^{0,5}$$

ove O_{cr} è il grado di eventuale sovraconsolidamento del terreno.

In presenza di azioni sismiche, l'azione dinamica viene calcolata come indicato nelle norme UNI EN 1998-5, Eurocodice 8, parte 5, punto 7, appendice E.9, ove si definisce il termine aggiuntivo alla spinta statica definito dalla relazione:

$$\Delta P_d = \alpha \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2$$

in cui α è l'accelerazione di progetto al suolo $a_{g(g)}$, S è il coefficiente di amplificazione definito nelle norme UNI EN 1998-1, Eurocodice 1, punto 3.2.2.2, tabella 3.3 relativa allo spettro Type 2, γ è il peso del terreno ed H l'altezza del paramento.

Anche in questo caso si assume una spinta statica con andamento triangolare e risultante posta ad un terzo dell'altezza ed una spinta sismica con andamento uniforme e risultante posta a metà dell'altezza.

La relazione proposta dall'Eurocodice è valida per paramento verticale e superficie del terreno orizzontale; negli altri casi si può confrontare i risultati ottenuti per paramenti liberi o non liberi di traslare, ed applicare i risultati più cautelativi.

In presenza d'acqua nel terreno, e specificata la quota di falda rispetto all'altezza del paramento, si modifica la modalità di calcolo delle spinte.

Riguardo alle azioni statiche, per la parte del terrapieno sopra la falda acquifera la spinta si calcola come visto precedentemente, mentre per la parte di terreno interessata dalla falda occorre calcolare la spinta del terreno utilizzando come peso del terreno il valore di peso specifico $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$, essendo γ_{sat} il peso specifico del terreno sommerso e γ_w il peso specifico dell'acqua; alla spinta del terreno va poi aggiunta l'ordinaria pressione idrostatica dell'acqua $\sigma_w = \gamma_w \cdot z_w$, essendo z_w l'altezza dell'acqua di falda.

In presenza di azioni sismiche, le Norme NTC e gli Eurocodici distinguono i terreni a bassa permeabilità (coesivi, $k < 5 \cdot 10^{-4}$ m/s) in cui l'acqua interstiziale si muove insieme allo scheletro solido e non causa quindi sovrappressioni sismiche ed i terreni ad alta permeabilità (granulari, $k \geq 5 \cdot 10^{-4}$ m/s) in cui l'acqua interstiziale si muove indipendentemente dallo scheletro solido.

In questo secondo caso, con terreni ad alta permeabilità, l'azione sismica dell'acqua di falda viene valutata come indicato nelle norme UNI EN 1998-5, Eurocodice 8, parte 5, punto 7, appendice E.7 - E.8, ove si definisce la pressione idrodinamica sul paramento con la relazione:

$$q(z) = \pm 7/8 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H} \cdot z$$

ove il coefficiente k_h è lo stesso precedentemente indicato, H è l'altezza dell'acqua rispetto alla base del paramento e z la variabile di calcolo compresa tra 0 ed h ; tale relazione integrata sull'altezza H fornisce la risultante della spinta indicata al punto E.7:

$$E_{wd} = 7/12 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot H^2$$

L'angolo θ precedentemente definito al punto E.5 del citato Eurocodice viene modificato dalla relazione al

punto E.7:

$$\tan(\theta) = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} * \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

essendo γ_d il peso specifico del terreno a secco.

Per rendere applicabile ai modelli di calcolo l'insieme di tutte le azioni di spinta indicate, si adottano degli andamenti delle pressioni comunque cautelativi e riferiti alla bibliografia esistente in materia, ma ricondotti a diagrammi triangolari o trapezi e diagrammi uniformi.

Nel caso di assenza di falda, la spinta dei terreni statica e sismica viene quindi ricondotta ad una spinta statica p_{stat} con andamento triangolare e risultante posta ad un terzo dell'altezza ed una spinta sismica p_{sism} con andamento uniforme e risultante posta a metà dell'altezza.

In presenza di falda posta a quota intermedia rispetto all'altezza del paramento, la spinta statica dei terreni p_{stat} avrà andamento triangolare fino alla quota dell'acqua e trapezio al di sotto di questa; la spinta sismica p_{sism} viene ricondotta ad andamento uniforme sull'altezza e risultante posta a metà dell'altezza; le azioni di spinta dell'acqua p_w sono applicate con andamento triangolare sia per componente statica sia per quella dinamica p_{wd} , in questo secondo caso venendo ad assumere un'azione cautelativamente distribuita più in alto rispetto al teorico. Nel caso in oggetto le pareti contro terra sono tutte collegate tra di loro ed hanno un comportamento scatolare, quindi sono molto rigide e possiamo considerare dei paramenti **NON liberi di traslare e ruotare**;

La falda presenta una profondità variabile ed in caso di eventi di piena del toce può alzarsi finì a interessare le opere; la spinta delle terre viene quindi calcolata in **presenza di falda**.

Vengono quindi determinate le pressioni sulle pareti con le relazioni illustrate applicate per questo caso, sia statiche che sismiche con riferimento alle quote di progetto.

È inoltre presente la spinta per sovraccarichi sul terrapieno; questa ha valore costante sull'altezza di tutti i paramenti, con valore $p_q = k_0 * q$, essendo q assunto pari a 20,0 kN/mq per contemplare il transito di mezzi d'opera in corrispondenza dei manufatti, durante le fasi del cantiere.

I calcoli relativi alle spinte del terreno sono stati eseguite adottando i parametri definiti nell' **"Inquadramento geologico e geotecnico"**.

E' stata così determinata la spinta del terreno sulle pareti di tutti i manufatti interrati.

Vengono di seguito riportati per esteso i calcoli delle spinte eseguiti per i manufatti più importanti e con le maggiori profondità di interramento:

- Manufatto di pompaggio iniziale, con profondità delle pareti pari a 6,70 m dal piano di campagna;
- Vasca biologica, con profondità delle pareti pari a 5,00 m dal piano di campagna;
- Sollevamento fanghi, con profondità delle pareti pari a 5,20 m dal piano di campagna;
- Vasca di disinfezione, con profondità delle pareti pari a 3,70 m dal piano di campagna;
- Filtrazione terziaria, con profondità delle pareti pari a 4,25 m dal piano di campagna;

**Azioni di spinta terreno, statiche e sismiche,
per paramenti rigidi che non sviluppano spinte attive, interamente sotto falda**

Caratteristiche di terreno, pendio e paramento

H =	6.50	altezza paramento
q =	20.00 kN/m ²	sovraccarico sul terreno
γ_w =	10.0 kN/mc	peso acqua di falda
k =	5.0E-03	permeabilità terreno alta
γ =	20.1 kN/mc	peso terreno saturo
γ_m =	1	coeff. parziale di resistenza parametri geotecnici
O _{cr} =	1	Terreni normalconsolidati
φ' =	25.0 °	angolo resistenza a taglio del terreno
φ'_d =	25.0 °	angolo di calcolo resistenza a taglio terreno
β =	0 °	angolo inclinazione terrapieno
K ₀ =	0.577	coeff. spinta a riposo statica, $K_0 = (1 - \sin(\varphi')) \cdot (1 + \sin(\beta)) \cdot O_{cr}^{0.5}$

Caratteristiche sismiche del sito

a _{g(g)} =	0.055	accelerazione del sito
F ₀ =	2.683	fattore amplificazione
T _c =	0.295 s	periodo T _c
Tipo =	C	categoria sottosuolo
S _T =	1.00	coeff. amplificazione topografica
S _S =	1.50	coeff. amplificazione stratigrafica

Parametri di calcolo secondo UNI EN 1998-5

Eurocodice 8, parte 5, punto 7, appendice E.9

S =	1.50	S = S _T · S _S coeff. ampl. stratigrafica secondo NTC 2008
S =	1.50	coeff. ampl. strat. EN 1998-1:2004 punto 3.2.2.2, Type 2
S =	1.50	coeff. ampl. stratigrafica assunto nei calcoli
r =	1.00	r = 1 per strutture rigide
k _h =	0.083	coeff. sismico orizzontale

Azioni di calcolo sul paramento

Si assume l'azione complessiva E_d calcolata secondo UNI EN 1998-5, appendice E.9, suddivisa in un'azione statica E_{stat} con andamento triangolare e risultante applicata ad h/3, un'azione idrostatica, un'azione sismica E_{sism} con andamento uniforme applicata ad h/2; per terreni permeabili si aggiunge la spinta idrodinamica E_{wd}, applicata con andamento uniforme.

E _{stat} =	123.59 kN	$E_{stat} = \frac{1}{2} \cdot (\gamma - \gamma_w) \cdot K_0 \cdot H^2$
E _w =	211.25 kN	$E_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H^2$ spinta idrostatica
E _{sism} =	70.17 kN	$E_{sism} = \Delta P_d = a_{g(g)} \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2$
E _{wd} =	20.33 kN	$E_{wd} = \frac{7}{12} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot H^2$
E _d =	425.34 kN	$E_d = E_{stat} + E_w + E_{sism} + E_{wd}$

Pressioni sul paramento

p _{stat} =	38.03 kN/m ²	pressione statica terreno con andamento triangolare, applicazione H/3
p _w =	65.00 kN/m ²	pressione idrostatica con andamento triangolare, applicazione H/3
p _{sism} =	10.80 kN/m ²	pressione sismica terreno con andamento uniforme, applicazione H/2
p _{wd} =	3.13 kN/m ²	pressione idrodinamica con andamento uniforme, applicazione H/2
p _q =	11.55 kN/m ²	pressione per sovraccarico con andamento uniforme, applicazione H/2

Calcolo delle spinte per il manufatto di pompaggio iniziale

**Azioni di spinta terreno, statiche e sismiche,
per paramenti rigidi che non sviluppano spinte attive, interamente sotto falda**

Caratteristiche di terreno, pendio e paramento		
H =	5.00	altezza paramento
q =	20.00 kN/m ²	sovraccarico sul terreno
γ_w =	10.0 kN/mc	peso acqua di falda
k =	5.0E-03	permeabilità terreno alta
γ =	20.1 kN/mc	peso terreno saturo
γ_m =	1	coeff. parziale di resistenza parametri geotecnici
O _{cr} =	1	Terreni normalconsolidati
ϕ' =	25.0 °	angolo resistenza a taglio del terreno
ϕ'_d =	25.0 °	angolo di calcolo resistenza a taglio terreno
β =	0 °	angolo inclinazione terrapieno
K ₀ =	0.577	coeff. spinta a riposo statica, $K_0 = (1 - \sin(\phi')) \cdot (1 + \sin(\beta)) \cdot O_{cr}^{0.5}$
Caratteristiche sismiche del sito		
a _{g(g)} =	0.055	accelerazione del sito
F ₀ =	2.683	fattore amplificazione
T _C =	0.295 s	periodo T _C
Tipo =	C	categoria sottosuolo
S _T =	1.00	coeff. amplificazione topografica
S _S =	1.50	coeff. amplificazione stratigrafica

**Parametri di calcolo secondo UNI EN 1998-5
Eurocodice 8, parte 5, punto 7, appendice E.9**

S =	1.50	S = S _T · S _S coeff. ampl. stratigrafica secondo NTC 2008
S =	1.50	coeff. ampl. strat. EN 1998-1:2004 punto 3.2.2.2, Type 2
S =	1.50	coeff. ampl. stratigrafica assunto nei calcoli
r =	1.00	r = 1 per strutture rigide
k _h =	0.083	coeff. sismico orizzontale

Azioni di calcolo sul paramento

Si assume l'azione complessiva E _d calcolata secondo UNI EN 1998-5, appendice E.9, suddivisa in un'azione statica E _{stat} con andamento triangolare e risultante applicata ad h/3, un'azione idrostatica, un'azione sismica E _{sism} con andamento uniforme applicata ad h/2; per terreni permeabili si aggiunge la spinta idrodinamica E _{wd} , applicata con andamento uniforme.		
E _{stat} =	73.13 kN	$E_{stat} = \frac{1}{2} \cdot (\gamma - \gamma_w) \cdot K_0 \cdot H^2$
E _w =	125.00 kN	$E_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H^2$ spinta idrostatica
E _{sism} =	41.52 kN	$E_{sism} = \Delta P_d = a_{g(g)} \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2$
E _{wd} =	12.03 kN	$E_{wd} = 7/12 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot H^2$
E _d =	251.68 kN	$E_d = E_{stat} + E_w + E_{sism} + E_{wd}$

Pressioni sul paramento

p _{stat} =	29.25 kN/m ²	pressione statica terreno con andamento triangolare, applicazione H/3
p _w =	50.00 kN/m ²	pressione idrostatica con andamento triangolare, applicazione H/3
p _{sism} =	8.30 kN/m ²	pressione sismica terreno con andamento uniforme, applicazione H/2
p _{wd} =	2.41 kN/m ²	pressione idrodinamica con andamento uniforme, applicazione H/2
p _q =	11.55 kN/m ²	pressione per sovraccarico con andamento uniforme, applicazione H/2

Calcolo delle spinte per la vasca biologica

**Azioni di spinta terreno, statiche e sismiche,
per paramenti rigidi che non sviluppano spinte attive, interamente sotto falda**

Caratteristiche di terreno, pendio e paramento		
H =	5.20	altezza paramento
q =	20.00 kN/m ²	sovraccarico sul terreno
γ_w =	10.0 kN/mc	peso acqua di falda
k =	5.0E-03	permeabilità terreno alta
γ =	20.1 kN/mc	peso terreno saturo
γ_m =	1	coeff. parziale di resistenza parametri geotecnici
O _{cr} =	1	Terreni normalconsolidati
ϕ' =	25.0 °	angolo resistenza a taglio del terreno
ϕ'_d =	25.0 °	angolo di calcolo resistenza a taglio terreno
β =	0 °	angolo inclinazione terrapieno
K ₀ =	0.577	coeff. spinta a riposo statica, $K_0 = (1 - \sin(\phi')) \cdot (1 + \sin(\beta)) \cdot O_{cr}^{0.5}$
Caratteristiche sismiche del sito		
a _{g(g)} =	0.055	accelerazione del sito
F ₀ =	2.683	fattore amplificazione
T _c [*] =	0.295 s	periodo T _c
Tipo =	C	categoria sottosuolo
S _T =	1.00	coeff. amplificazione topografica
S _S =	1.50	coeff. amplificazione stratigrafica

Parametri di calcolo secondo UNI EN 1998-5

Eurocodice 8, parte 5, punto 7, appendice E.9

S =	1.50	S = S _T · S _S coeff. ampl. stratigrafica secondo NTC 2008
S =	1.50	coeff. ampl. strat. EN 1998-1:2004 punto 3.2.2.2, Type 2
S =	1.50	coeff. ampl. stratigrafica assunto nei calcoli
r =	1.00	r = 1 per strutture rigide
k _h =	0.083	coeff. sismico orizzontale

Azioni di calcolo sul paramento

Si assume l'azione complessiva E _d calcolata secondo UNI EN 1998-5, appendice E.9, suddivisa in un'azione statica E _{stat} con andamento triangolare e risultante applicata ad h/3, un'azione idrostatica, un'azione sismica E _{sism} con andamento uniforme applicata ad h/2; per terreni permeabili si aggiunge la spinta idrodinamica E _{wd} , applicata con andamento uniforme.		
E _{stat} =	79.10 kN	E _{stat} = 1/2 · (γ - γ _w) · K ₀ · H ²
E _w =	135.20 kN	E _w = 1/2 · γ _w · H ² spinta idrostatica
E _{sism} =	44.91 kN	E _{sism} = ΔP _d = a _{g(g)} · S · γ · H ²
E _{wd} =	13.01 kN	E _{wd} = 7/12 · k _h · γ _w · H ²
E _d =	272.22 kN	E _d = E _{stat} + E _w + E _{sism} + E _{wd}

Pressioni sul paramento

p _{stat} =	30.42 kN/m ²	pressione statica terreno con andamento triangolare, applicazione H/3
p _w =	52.00 kN/m ²	pressione idrostatica con andamento triangolare, applicazione H/3
p _{sism} =	8.64 kN/m ²	pressione sismica terreno con andamento uniforme, applicazione H/2
p _{wd} =	2.50 kN/m ²	pressione idrodinamica con andamento uniforme, applicazione H/2
p _q =	11.55 kN/m ²	pressione per sovraccarico con andamento uniforme, applicazione H/2

Calcolo delle spinte per il manufatto di sollevamento fanghi

**Azioni di spinta terreno, statiche e sismiche,
per paramenti rigidi che non sviluppano spinte attive, interamente sotto falda**

Caratteristiche di terreno, pendio e paramento		
H =	3.70	altezza paramento
q =	20.00 kN/m ²	sovraccarico sul terreno
γ_w =	10.0 kN/mc	peso acqua di falda
k =	5.0E-03	permeabilità terreno alta
γ =	20.1 kN/mc	peso terreno saturo
γ_m =	1	coeff. parziale di resistenza parametri geotecnici
O _{cr} =	1	Terreni normalconsolidati
ϕ' =	25.0 °	angolo resistenza a taglio del terreno
ϕ'_d =	25.0 °	angolo di calcolo resistenza a taglio terreno
β =	0 °	angolo inclinazione terrapieno
K ₀ =	0.577	coeff. spinta a riposo statica, $K_0 = (1 - \sin(\phi')) \cdot (1 + \sin(\beta)) \cdot O_{cr}^{0.5}$
Caratteristiche sismiche del sito		
a _{g(g)} =	0.055	accelerazione del sito
F ₀ =	2.683	fattore amplificazione
T _C [*] =	0.295 s	periodo T _C [*]
Tipo =	C	categoria sottosuolo
S _T =	1.00	coeff. amplificazione topografica
S _S =	1.50	coeff. amplificazione stratigrafica

Parametri di calcolo secondo UNI EN 1998-5

Eurocodice 8, parte 5, punto 7, appendice E.9

S =	1.50	$S = S_T \cdot S_S$ coeff. ampl. stratigrafica secondo NTC 2008
S =	1.50	coeff. ampl. strat. EN 1998-1:2004 punto 3.2.2.2, Type 2
S =	1.50	coeff. ampl. stratigrafica assunto nei calcoli
r =	1.00	r = 1 per strutture rigide
k _h =	0.083	coeff. sismico orizzontale

Azioni di calcolo sul paramento

Si assume l'azione complessiva E _d calcolata secondo UNI EN 1998-5, appendice E.9, suddivisa in un'azione statica E _{stat} con andamento triangolare e risultante applicata ad h/3, un'azione idrostatica, un'azione sismica E _{sism} con andamento uniforme applicata ad h/2; per terreni permeabili si aggiunge la spinta idrodinamica E _{wd} , applicata con andamento uniforme.		
E _{stat} =	40.04 kN	$E_{stat} = \frac{1}{2} \cdot (\gamma - \gamma_w) \cdot K_0 \cdot H^2$
E _w =	68.45 kN	$E_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H^2$ spinta idrostatica
E _{sism} =	22.74 kN	$E_{sism} = \Delta P_d = a_{g(g)} \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2$
E _{wd} =	6.59 kN	$E_{wd} = 7/12 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot H^2$
E _d =	137.82 kN	$E_d = E_{stat} + E_w + E_{sism} + E_{wd}$

Pressioni sul paramento

p _{stat} =	21.65 kN/m ²	pressione statica terreno con andamento triangolare, applicazione H/3
p _w =	37.00 kN/m ²	pressione idrostatica con andamento triangolare, applicazione H/3
p _{sism} =	6.15 kN/m ²	pressione sismica terreno con andamento uniforme, applicazione H/2
p _{wd} =	1.78 kN/m ²	pressione idrodinamica con andamento uniforme, applicazione H/2
p _q =	11.55 kN/m ²	pressione per sovraccarico con andamento uniforme, applicazione H/2

Calcolo delle spinte per la vasca di disinfezione

**Azioni di spinta terreno, statiche e sismiche,
per paramenti rigidi che non sviluppano spinte attive, interamente sotto falda**

Caratteristiche di terreno, pendio e paramento		
H =	4.25	altezza paramento
q =	20.00 kN/m ²	sovraccarico sul terreno
γ_w =	10.0 kN/mc	peso acqua di falda
k =	5.0E-03	permeabilità terreno alta
γ =	20.1 kN/mc	peso terreno saturo
γ_m =	1	coeff. parziale di resistenza parametri geotecnici
O _{cr} =	1	Terreni normalconsolidati
ϕ' =	25.0 °	angolo resistenza a taglio del terreno
ϕ'_d =	25.0 °	angolo di calcolo resistenza a taglio terreno
β =	0 °	angolo inclinazione terrapieno
K ₀ =	0.577	coeff. spinta a riposo statica, $K_0 = (1 - \sin(\phi')) \cdot (1 + \sin(\beta)) \cdot O_{cr}^{0.5}$
Caratteristiche sismiche del sito		
a _{g(g)} =	0.055	accelerazione del sito
F ₀ =	2.683	fattore amplificazione
T _C [*] =	0.295 s	periodo T _C [*]
Tipo =	C	categoria sottosuolo
S _T =	1.00	coeff. amplificazione topografica
S _S =	1.50	coeff. amplificazione stratigrafica

Parametri di calcolo secondo UNI EN 1998-5

Eurocodice 8, parte 5, punto 7, appendice E.9

S =	1.50	S = S _T ·S _S coeff. ampl. stratigrafica secondo NTC 2008
S =	1.50	coeff. ampl. strat. EN 1998-1:2004 punto 3.2.2.2, Type 2
S =	1.50	coeff. ampl. stratigrafica assunto nei calcoli
r =	1.00	r = 1 per strutture rigide
k _h =	0.083	coeff. sismico orizzontale

Azioni di calcolo sul paramento

Si assume l'azione complessiva E _d calcolata secondo UNI EN 1998-5, appendice E.9, suddivisa in un'azione statica E _{stat} con andamento triangolare e risultante applicata ad h/3, un'azione idrostatica, un'azione sismica E _{sism} con andamento uniforme applicata ad h/2; per terreni permeabili si aggiunge la spinta idrodinamica E _{wd} , applicata con andamento uniforme.		
E _{stat} =	52.83 kN	E _{stat} = 1/2·(γ-γ _w)·K ₀ ·H ²
E _w =	90.31 kN	E _w = 1/2·γ _w ·H ² spinta idrostatica
E _{sism} =	30.00 kN	E _{sism} = ΔP _d = a _{g(g)} ·S·γ·H ²
E _{wd} =	8.69 kN	E _{wd} = 7/12·k _h ·γ _w ·H ²
E _d =	181.84 kN	E _d = E _{stat} + E _w + E _{sism} + E _{wd}

Pressioni sul paramento

p _{stat} =	24.86 kN/m ²	pressione statica terreno con andamento triangolare, applicazione H/3
p _w =	42.50 kN/m ²	pressione idrostatica con andamento triangolare, applicazione H/3
p _{sism} =	7.06 kN/m ²	pressione sismica terreno con andamento uniforme, applicazione H/2
p _{wd} =	2.05 kN/m ²	pressione idrodinamica con andamento uniforme, applicazione H/2
p _q =	11.55 kN/m ²	pressione per sovraccarico con andamento uniforme, applicazione H/2

Calcolo delle spinte per il manufatto di filtrazione

4.7 Spinte dei liquidi contenuti

In condizioni statiche la spinta dei liquidi contenuti nei serbatoi viene valutata come ordinaria spinta idrostatica, proporzionale all'altezza del liquido ed al suo peso specifico γ_f ; tale peso assume il valore noto di 11.0 kN/m^3 nel caso di liquami. In condizioni sismiche i liquidi contenuti in serbatoi rigidi, quelli con pareti poco deformabili ed interrati o seminterrati che si muovono solidalmente al suolo durante eventi sismici, danno origine a spinta idrodinamiche in letteratura distinte in due componenti, una definita come impulsiva ed una definita come convettiva.

Le azioni impulsive sono dovute all'inerzia della massa liquida contenuta nel serbatoio ed agiscono in maniera sincrona con l'accelerazione al suolo dovuta all'evento sismico; le azioni convettive, dette anche di lungo periodo o di "sloshing", sono legate all'oscillazione della massa liquida nel contenitore, da valutarsi quindi con riferimento alla pseudo accelerazione indotta dal sisma su un oscillatore ad un grado di libertà caratterizzato dai medesimi valori della frequenza e del coefficiente di smorzamento del sistema strutturale.

La valutazione di tali azioni è stata oggetto di numerosi studi teorici; nelle norme tecniche UNI EN 1998-4, Eurocodice 8 - Parte 4 : Silos, serbatoi e tubazioni, vengono riportate formule molto complesse e di difficile applicazione, considerata la difficoltà di ricondurre casi reali con geometrie interne irregolari a casi semplici quali serbatoi circolari o rettangolari privi di suddivisioni.

Con riferimento alla bibliografia in materia, si ritiene di valutare le azioni sismiche dei liquidi contenuti in serbatoi rigidi mediante le formule di Housner, formule che costituiscono una semplificazione di quelle riportate dagli Eurocodici pur essendone all'origine; le formule si riferiscono a serbatoi cilindrici, con raggio interno R ed altezza del liquido H , a cui si riconducono poi per approssimazione i serbatoi rettangolari.

Le formule di Housner per la componente impulsiva definiscono quindi delle pressioni sul fondo p_b , con andamento lineare a partire dal centro ove il valore è nullo mentre è massimo sui bordi, e delle pressioni sulle pareti p_i con andamento parabolico e valore massimo sul fondo; l'integrazione di tali relazioni conducono ai valori complessivi di spinta unitaria sul fondo S_b e di spinta unitaria sul paramento S_i ; essendo γ_f il peso specifico del liquido ed α l'accelerazione di progetto al suolo pari a $a_{g(g)} \cdot S$, con S coefficiente di amplificazione definito nelle norme UNI EN 1998-1, Eurocodice 1, punto 3.2.2.2, tabella 3.3 relativa allo spettro Type 2, risultano le seguenti relazioni :

$$\text{pressione impulsiva parete} \quad p_i = \gamma_f \cdot \alpha \cdot H \cdot \sqrt{3} \cdot [z/H - 0.5(z/H)^2] \cdot \tanh(\sqrt{3}R/H) \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{spinta impulsiva unitaria parete} \quad S_i = \gamma_f \cdot \alpha \cdot H^2 \cdot \tanh(\sqrt{3}R/H) / \sqrt{3} \quad (\text{kN/m})$$

$$\text{pressione impulsiva fondo} \quad p_b = \gamma_f \cdot \alpha \cdot H \cdot \sqrt{3} \cdot \sinh(\sqrt{3}x/H) / 2 / \cosh(\sqrt{3}R/H) \quad (\text{kN/rad/m})$$

$$\text{spinta impulsiva unitaria fondo} \quad S_b = \gamma_f \cdot \alpha \cdot H^2 \cdot [\cosh(\sqrt{3}R/H) - 1] / 2 / \cosh(\sqrt{3}R/H) \quad (\text{kN/rad})$$

La formula di Housner per la componente convettiva definisce delle pressioni sulle pareti p_c con andamento parabolico e valore massimo sul fondo; l'integrazione di tali relazioni conducono ai valori complessivi di spinta unitaria sul fondo S_c ; risultano le seguenti relazioni:

pressione convettiva parete:

$$p_c = \gamma_f \cdot R \cdot A_n \cdot [a + b(z/H) + c(z/H)^2] \quad (\text{KN/m}^2)$$

spinta convettiva unitaria parete:

$$S_c = \gamma_f \cdot R \cdot A_n \cdot [a + b/2 + c/3] \quad (\text{KN/m})$$

I coefficienti a, b e c dipendono dal rapporto di snellezza del serbatoio $\gamma = H/R$, come da tabella allegata alla formula. Nelle formule A_n è l'accelerazione spettrale corrispondente al 1° modo di vibrare amplificata dal coeff. S , $A_n = S_{e(Tc1)} \cdot S$; il corrispondente periodo T_1 viene calcolato nel caso di serbatoi circolari e rettangolari con le seguenti relazioni:

γ	a	b	c
0,1	0,863	4,30064E-05	0,014
0,2	0,823	-0,00054	0,055
0,3	0,762	-0,00263	0,117
0,4	0,689	-0,00733	0,194
0,5	0,611	-0,01614	0,28
0,6	0,534	-0,02962	0,369
0,7	0,462	-0,04806	0,457
0,8	0,397	-0,07143	0,542
0,9	0,34	-0,09923	0,623

$$T_1 = 2 \cdot R / \sqrt{0.586 \cdot g \cdot R / \pi} \cdot \tanh(0.586 \cdot \pi \cdot H / R) \quad \text{serbatoi circolari}$$

$$T_1 = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{L / g} / [\pi \cdot \tanh(\pi \cdot H / L) / 2] \quad \text{serbatoi rettangolari, L = lunghezza in direzione sisma}$$

Le già citate norme tecniche UNI EN 1998-4, Eurocodice 8 - Parte 4, al punto A.2.1.3 contengono poi la relazione per determinare l'altezza del massimo sovrallzo idrico in corrispondenza dei bordi; la relazione è $d_{\max} = 0,84 \cdot R \cdot A_n$.

Per rendere applicabile ai modelli di calcolo le azioni di spinta indicate, si adottano degli andamenti delle pressioni comunque cautelativi ma ricondotti a diagrammi triangolari.

Le azioni dinamiche di spinta del liquido sulle pareti sono applicate con andamento triangolare sommando la componente impulsiva e convettiva $S_i + S_c$, con valore massimo complessivo di pressione alla base p_{int} , venendo ad assumere un'azione cautelativamente distribuita più in alto rispetto al teorico; la spinta sul fondo è invece già lineare e tale viene mantenuta, con valore massimo di pressione p_b sul bordo.

Vengono nel seguito riportati per esteso i calcoli delle sovraspinte idriche per i manufatti più importanti e con le maggiori altezze d'acqua:

- Vasca biologica, con altezza d'acqua pari a 5,50 m e dimensioni interne 12,70 x 46,00 m;
- Sollevamento fanghi, con altezza d'acqua pari a 5,00 m e dimensioni interne 3,00 x 4,40 m;

Le spinte sono state calcolate con la seguente simbologia, in ordine: p_w = spinta statica dei liquidi, p_{int} = spinta dinamica sulle pareti, p_b = spinta dinamica sul fondo riferita al bordo esterno.

Azioni idrodinamiche in serbatoi rigidi rettangolari

Caratteristiche geometriche del serbatoio

L =	46,00 m	lato maggiore interno serbatoio
B =	12,70 m	lato minore interno serbatoio
H =	5,50 m	altezza battente idraulico
γ_f =	11,0 kN/mc	peso specifico liquido

Caratteristiche sismiche del sito

$a_{g(g)}$ =	0,055	accelerazione del sito
F_0 =	2,683	fattore amplificazione
T_c^* =	0,295 s	periodo T_c^*
Tipo =	C	categoria sottosuolo
C_c =	1,570	coeff. amplificazione topografica
T_B =	0,155 s	periodo T_B
T_C =	0,464 s	periodo T_C
T_D =	1,820 s	periodo T_B
η =	1,348	fattore di spettro per smorzamento pari al 5%
S_T =	1,00	coeff. amplificazione topografica
S_S =	1,50	coeff. amplificazione stratigrafica
S =	1,50	$S = S_T \cdot S_S$ coeff. ampl. stratigrafica secondo NTC 2008
S =	1,50	coeff. ampl. strat. EN 1998-1:2004 punto 3.2.2.2, Type 2
S =	1,50	coeff. ampl. stratigrafica assunto nei calcoli

Caratteristiche sismiche del liquido interno

T_{1L} =	12,813	primo modo di oscillazione liquido interno - direzione L
$S_{d(T_{1L})}$ =	0,002	accelerazione spettrale per T_1 - direzione L
T_{1B} =	4,308	primo modo di oscillazione liquido interno - direzione B
$S_{d(T_{1B})}$ =	0,014	accelerazione spettrale per T_1 - direzione B

Azioni idrodinamiche del liquido interno

α =	0,083	$\alpha = a_{g(g)} \cdot S$
S_{1L} =	15,85 kN/m	spinta impulsiva unitaria parete L : $S_{1L} = \gamma_f \cdot \alpha \cdot H^2 \cdot \tanh(\sqrt{3}L/2H)/\sqrt{3}$
S_{1B} =	15,28 kN/m	spinta impulsiva unitaria parete B : $S_{1B} = \gamma_f \cdot \alpha \cdot H^2 \cdot \tanh(\sqrt{3}B/2H)/\sqrt{3}$
A_{nL} =	0,002	$A_{nL} = S_{d(T_{1L})}$: accelerazione direzione L
γ_L =	0,239	rapporto $H/(L/2)$
a_L =	0,799	Coeff. a tabella associata a formula di Housner
b_L =	-0,00136	Coeff. b
c_L =	0,079	Coeff. c
S_{cL} =	0,32 kN/m	spinta convettiva unitaria parete L : $S_{cL} = \gamma_f \cdot L/2 \cdot A_{nL} \cdot [a_L + b_L/2 + c_L/3]$
d_{maxL} =	0,030 m	massimo sovrarzo idrico direzione L : $d_{maxL} = 0,84 \cdot L/2 \cdot A_{nL}$
A_{nB} =	0,014	$A_{nB} = S_{d(T_{1B})}$: accelerazione direzione B
γ_B =	0,866	rapporto $H/(B/2)$
a_B =	0,359	Coeff. a tabella associata a formula di Housner
b_B =	-0,08982	Coeff. b
c_B =	0,596	Coeff. c
S_{cB} =	0,49 kN/m	spinta convettiva unitaria parete B : $S_{cB} = \gamma_f \cdot B/2 \cdot A_{nB} \cdot [a_B + b_B/2 + c_B/3]$
d_{maxB} =	0,072 m	massimo sovrarzo idrico direzione B : $d_{maxB} = 0,84 \cdot B/2 \cdot A_{nB}$
p_{bL} =	4,32 kN/m ²	pressione impulsiva massima sul fondo, a bordo serbatoio lato L $p_b = \gamma_f \cdot \alpha \cdot H \cdot \sqrt{3} \cdot \sinh(\sqrt{3}L/2H)/2 \cosh(\sqrt{3}L/2H)$
p_{bB} =	4,17 kN/m ²	pressione impulsiva massima sul fondo, a bordo serbatoio lato B $p_b = \gamma_f \cdot \alpha \cdot H \cdot \sqrt{3} \cdot \sinh(\sqrt{3}B/2H)/2 \cosh(\sqrt{3}B/2H)$
p_b =	2,14 kN/m ²	media sul fondo

Azioni assunte sul paramento

p_w =	60,50 kN/m ²	pressione idrostatica, andamento triangolare, applicazione H/3
$S_{1L} + S_{cL}$ =	16,17 kN/m ²	spinta idrodinamica complessiva lato L
p_{intL} =	5,88 kN/m ²	pressione con andamento triangolare, applicazione H/3
$S_{1B} + S_{cB}$ =	15,77 kN/m ²	spinta idrodinamica complessiva lato B
p_{intB} =	5,73 kN/m ²	pressione con andamento triangolare, applicazione H/3
p_{int} =	5,85 kN/m ²	pressione media con andamento triangolare, applicazione H/3

Calcolo delle sovra spinte idrauliche per la vasca biologica

Azioni idrodinamiche in serbatoi rigidi rettangolari

Caratteristiche geometriche del serbatoio		
L =	4,40 m	lato maggiore interno serbatoio
B =	3,00 m	lato minore interno serbatoio
H =	5,00 m	altezza battente idraulico
γ_f =	11,0 kN/mc	peso specifico liquido
Caratteristiche sismiche del sito		
$a_{g(g)}$ =	0,055	accelerazione del sito
F_0 =	2,683	fattore amplificazione
T^*_C =	0,295 s	periodo T^*_C
Tipo =	C	categoria sottosuolo
C_C =	1,570	coeff. amplificazione topografica
T_B =	0,155 s	periodo T_B
T_C =	0,464 s	periodo T_C
T_D =	1,820 s	periodo T_B
η =	1,348	fattore di spettro per smorzamento pari al 5%
S_T =	1,00	coeff. amplificazione topografica
S_S =	1,50	coeff. amplificazione stratigrafica
S =	1,50	$S = S_T \cdot S_S$ coeff. ampl. stratigrafica secondo NTC 2008
S =	1,50	coeff. ampl. strat. EN 1998-1:2004 punto 3.2.2.2, Type 2
S =	1,50	coeff. ampl. stratigrafica assunto nei calcoli
Caratteristiche sismiche del liquido interno		
T_{IL} =	2,376	primo modo di oscillazione liquido interno - direzione L
$S_{d(T_{IL})}$ =	0,045	accelerazione spettrale per T_1 - direzione L
T_{IB} =	1,960	primo modo di oscillazione liquido interno - direzione B
$S_{d(T_{IB})}$ =	0,066	accelerazione spettrale per T_1 - direzione B
Azioni idrodinamiche del liquido interno		
α =	0,083	$\alpha = a_{g(g)} \cdot S$
S_{iL} =	8,41 kN/m	spinta impulsiva unitaria parete L : $S_{iL} = \gamma_f \cdot \alpha \cdot H^2 \cdot \tanh(\sqrt{3}L/2H)/\sqrt{3}$
S_{iB} =	6,25 kN/m	spinta impulsiva unitaria parete B : $S_{iB} = \gamma_f \cdot \alpha \cdot H^2 \cdot \tanh(\sqrt{3}B/2H)/\sqrt{3}$
A_{nL} =	0,045	$A_{nL} = S_{e(T_{iL})}$: accelerazione direzione L
γ_L =	2,273	rapporto $H/(L/2)$
a_L =	0,340	Coeff. a tabella associata a formula di Housner
b_L =	-0,09923	Coeff. b
c_L =	0,623	Coeff. c
S_{cL} =	0,54 kN/m	spinta convettiva unitaria parete L : $S_{cL} = \gamma_f L/2 \cdot A_{nL} \cdot [a_L + b_L/2 + c_L/3]$
d_{maxL} =	0,082 m	massimo sovrallzo idrico direzione L : $d_{maxL} = 0,84 \cdot L/2 \cdot A_{nL}$
A_{nB} =	0,066	$A_{nB} = S_{e(T_{iB})}$: accelerazione direzione B
γ_B =	3,333	rapporto $H/(B/2)$
a_B =	0,340	Coeff. a tabella associata a formula di Housner
b_B =	-0,09923	Coeff. b
c_B =	0,623	Coeff. c
S_{cB} =	0,54 kN/m	spinta convettiva unitaria parete B : $S_{cB} = \gamma_f B/2 \cdot A_{nB} \cdot [a_B + b_B/2 + c_B/3]$
d_{maxB} =	0,083 m	massimo sovrallzo idrico direzione B : $d_{maxB} = 0,84 \cdot B/2 \cdot A_{nB}$
p_{bL} =	2,52 kN/m ²	pressione impulsiva massima sul fondo, a bordo serbatoio lato L $p_b = \gamma_f \cdot \alpha \cdot H \cdot \sqrt{3} \cdot \sinh(\sqrt{3}L/2H)/2 \cosh(\sqrt{3}L/2H)$
p_{bB} =	1,88 kN/m ²	pressione impulsiva massima sul fondo, a bordo serbatoio lato B $p_b = \gamma_f \cdot \alpha \cdot H \cdot \sqrt{3} \cdot \sinh(\sqrt{3}B/2H)/2 \cosh(\sqrt{3}B/2H)$
p_b =	1,06 kN/m ²	media sul fondo
Azioni assunte sul paramento		
p_w =	55,00 kN/m ²	pressione idrostatica, andamento triangolare, applicazione H/3
$S_{iL} + S_{cL}$ =	8,95 kN/m ²	spinta idrodinamica complessiva lato L
p_{intL} =	3,58 kN/m ²	pressione con andamento triangolare, applicazione H/3
$S_{iB} + S_{cB}$ =	6,79 kN/m ²	spinta idrodinamica complessiva lato B
p_{intB} =	2,72 kN/m ²	pressione con andamento triangolare, applicazione H/3
p_{int} =	3,23 kN/m ²	pressione media con andamento triangolare, applicazione H/3

Calcolo delle sovra spinte idrauliche per il manufatto di pompaggio fanghi

5 Calcolo e verifica delle strutture

Nel presente paragrafo vengono esplicitati i calcoli di pre-dimensionamento svolti per le opere strutturali facenti parte del presente progetto definitivo.

I calcoli sono stati eseguiti sia rispetto alle verifiche di sicurezza nei confronti degli SLU che rispetto alle verifiche in condizioni di esercizio a SLE, con particolare riguardo alla fessurazione, parametro molto importante per i manufatti idraulici.

Nei casi più semplici i pre-dimensionamenti sono stati svolti mediante i criteri, i metodi e le relazioni della scienza delle costruzioni. Per queste semplici tipologie di strutture si è verificato con relazioni elementari ma ampiamente cautelative che le sollecitazioni massime, statiche e sismiche, risultino inferiori alle capacità resistenti delle sezioni e che i valori di fessurazione siano contenuti entro i limiti imposti dalla normativa.

Nei casi più complessi il dimensionamento strutturale ed il calcolo sono stati eseguiti mediante modelli tridimensionali agli elementi finiti, che schematizzano le opere come elementi strutturali di tipo lineare e bidimensionale, applicando tutti i carichi precedentemente descritti opportunamente combinati, ed in particolare le azioni sismiche. La modellazione è stata eseguita con elaboratore elettronico mediante programma di calcolo agli elementi finiti; in particolare è stato utilizzato il seguente programma come modellatore e solutore: Midas Gen 2020. Il programma è dotato di procedure di verifica dell'affidabilità del calcolo, così come da dichiarazioni rilasciate dai produttori e relativi manuali di validazione. Sulla base delle sollecitazioni ottenute dall'analisi strutturale, ottenute dal calcolo agli elementi finiti, sono stati eseguiti i predimensionamenti degli spessori strutturali e delle armature, per tutti gli elementi strutturali.

In tutti i casi le verifiche di sicurezza sono state eseguite con il metodo degli stati limite: sono stati assoggettati a verifica tutti gli elementi strutturali che sono risultati verificati in tutte le condizioni previste da normativa, comprese le azioni sismiche.

Sono stati analizzati, gli Stati limite d'esercizio relativi alla fessurazione, requisito prestazionale preponderante per la tipologia di opere idrauliche come quella in oggetto.

Per la disposizione delle armature si è considerata in primo luogo l'armatura minima delle sezioni risultanti dall'espressione di normativa al punto 4.1.6.1.1. delle NTC, pari a:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot (f_{ctm}/f_{yk}) \cdot b \cdot t \cdot d$$

essendo (per cls C 32/40):

$$f_{ctm} = 3.10 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$$

$$b_t = 1000 \text{ mm}$$

$$c = 40 \text{ mm (copriferro)}$$

Nel caso di elementi con spessore di 600 mm, risulta:

$$\varnothing = 16 \text{ mm (armatura di riferimento)}$$

$$d = 600 - 40 - 16/2 = 552 \text{ mm}$$

$$A_{s,min} = 988 \text{ mm}^2 \leq \varnothing 16/20 = 1005 \text{ mm}^2$$

Nel caso di elementi con spessore di 500 mm, risulta:

$$\varnothing = 16 \text{ mm (armatura di riferimento)}$$

$$d = 500 - 40 - 16/2 = 452 \text{ mm}$$

$$A_{s,min} = 810 \text{ mm}^2 \leq \emptyset 16/20 = 1000 \text{ mm}^2$$

Nel caso di elementi con spessore di 400 mm, risulta:

$$\emptyset = 14 \text{ mm (armatura di riferimento)}$$

$$d = 400 - 40 - 14/2 = 353 \text{ mm}$$

$$A_{s,min} = 632 \text{ mm}^2 \leq \emptyset 14/20 = 770 \text{ mm}^2$$

Nel caso di elementi bidimensionali con spessore di 300 mm, risulta:

$$\emptyset = 12 \text{ mm (armatura di riferimento)}$$

$$d = 300 - 40 - 12/2 = 256 \text{ mm}$$

$$A_{s,min} = 458 \text{ mm}^2 \leq \emptyset 12/20 = 565 \text{ mm}^2$$

Per quanto riguarda gli aspetti geotecnici, oltre a considerazioni e verifiche di sicurezza a SLU e SLE, sono state effettuate delle verifiche di galleggiamento per le opere interrato e calcoli di dimensionamento per le opere provvisionali. Si rimanda alla relazione geotecnica per le verifiche.

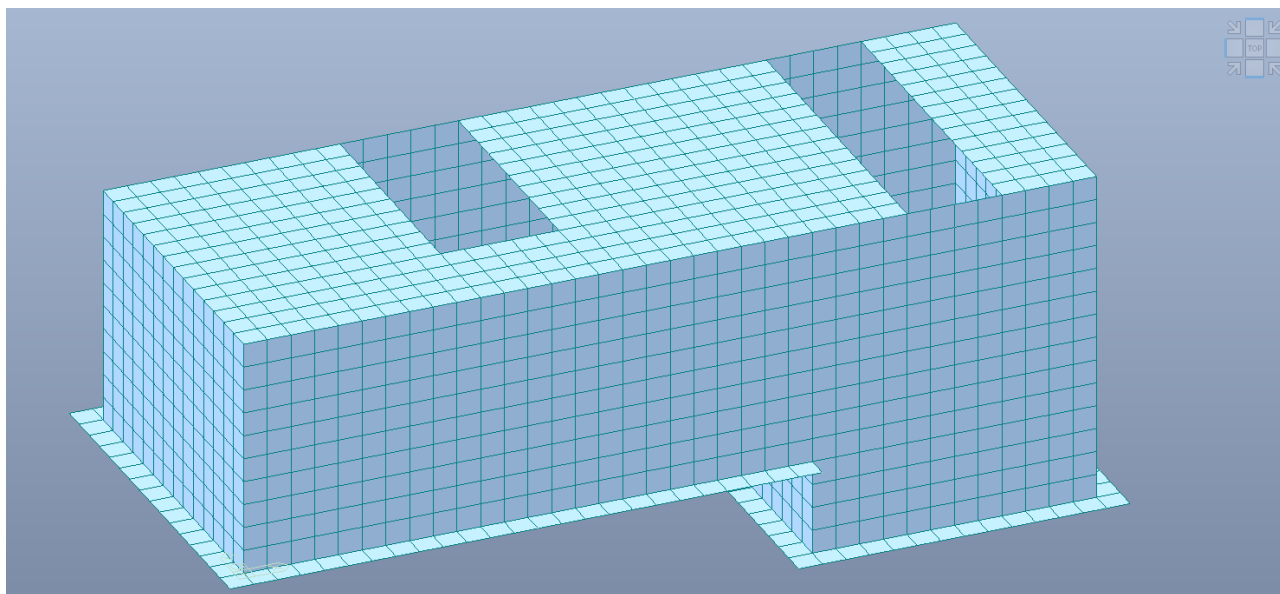
Nei paragrafi successivi vengono esplicitati i calcoli di pre-dimensionamento e le verifiche svolte.

5.1 Manufatto di grigliatura grossolana e pompaggio iniziale

Il manufatto risulta completamente interrato ed è soggetto alle spinte del terreno esterno con i relativi sovraccarichi ed acqua di falda. Platee e pareti hanno spessore 50 cm mentre la soletta 30 cm.

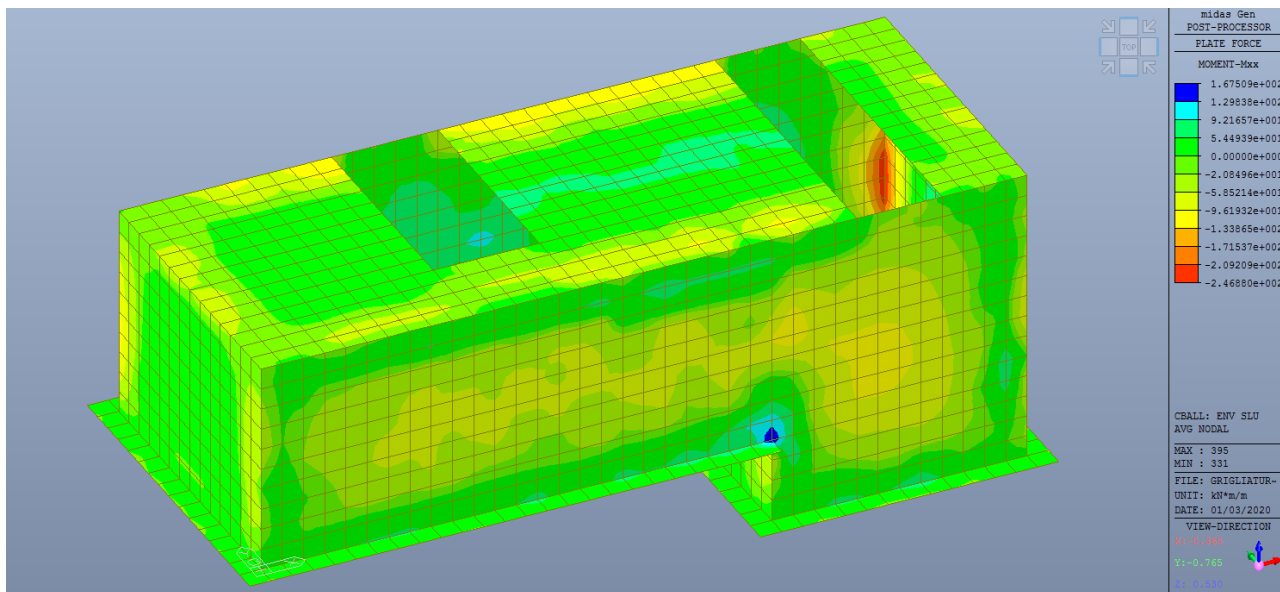
Per il dimensionamento del manufatto, considerata l'elevata profondità dello stesso, è stato approntato un modello agli elementi finiti con il software Midas Gen 2020.

Nell'immagine seguente viene rappresentato il modello di calcolo:

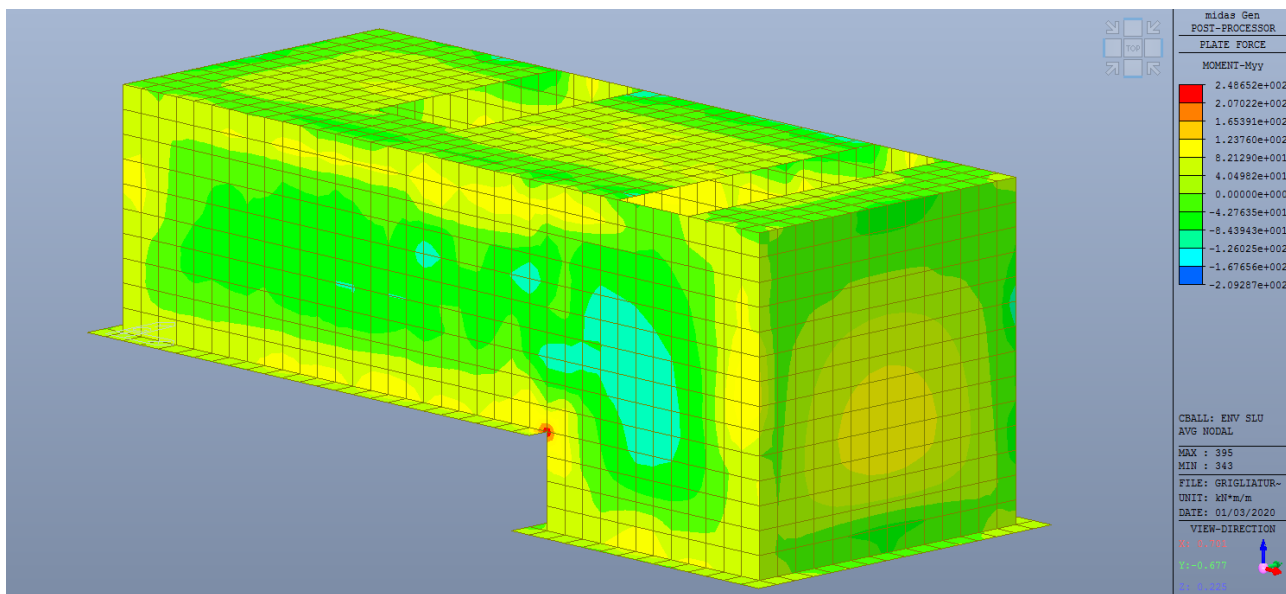


Modello di calcolo manufatto di grigliatura grossolana e pompaggio iniziale

Gli stati di sollecitazione emersi dall'analisi sono i seguenti:



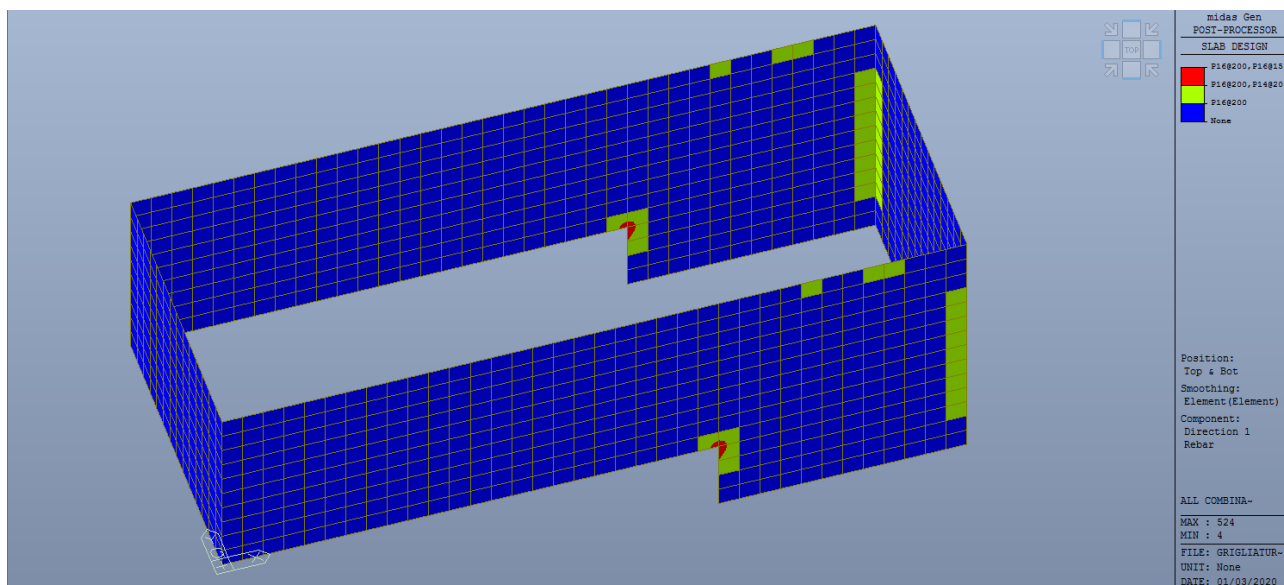
Momento flettente Mxx a SLU



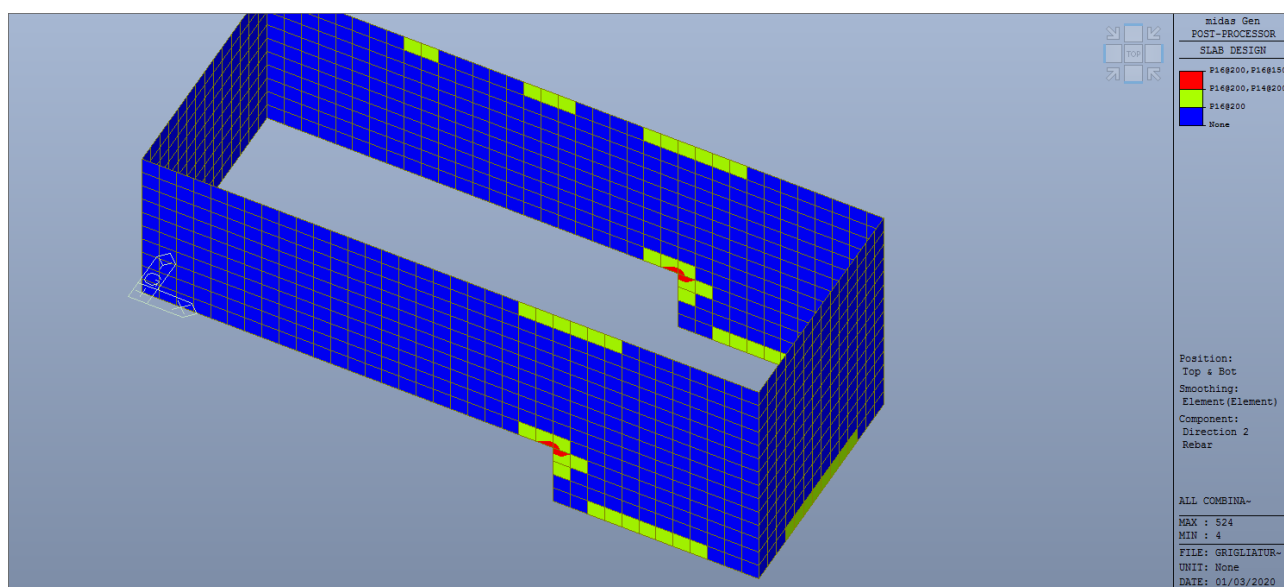
Momento flettente Myy a SLU

Dalle verifiche di sicurezza svolte, sia nei confronti degli SLU che degli SLE, sono state determinate le armature da prevedere negli elementi strutturali.

Per le pareti abbiamo le seguenti armature:

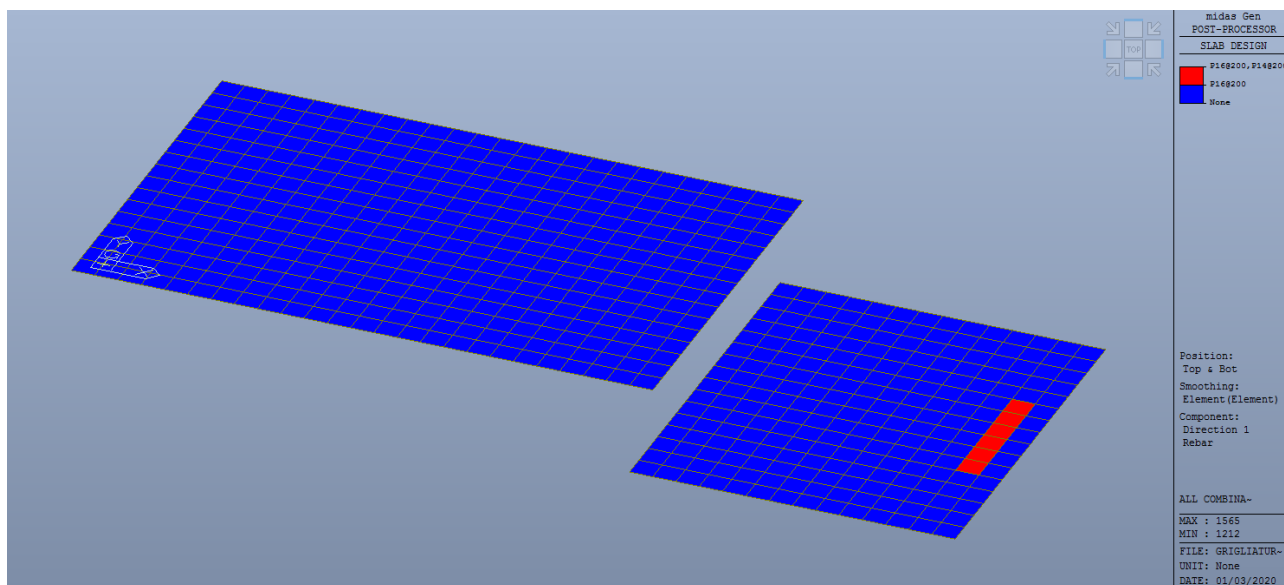


Armature delle pareti in direzione orizzontale

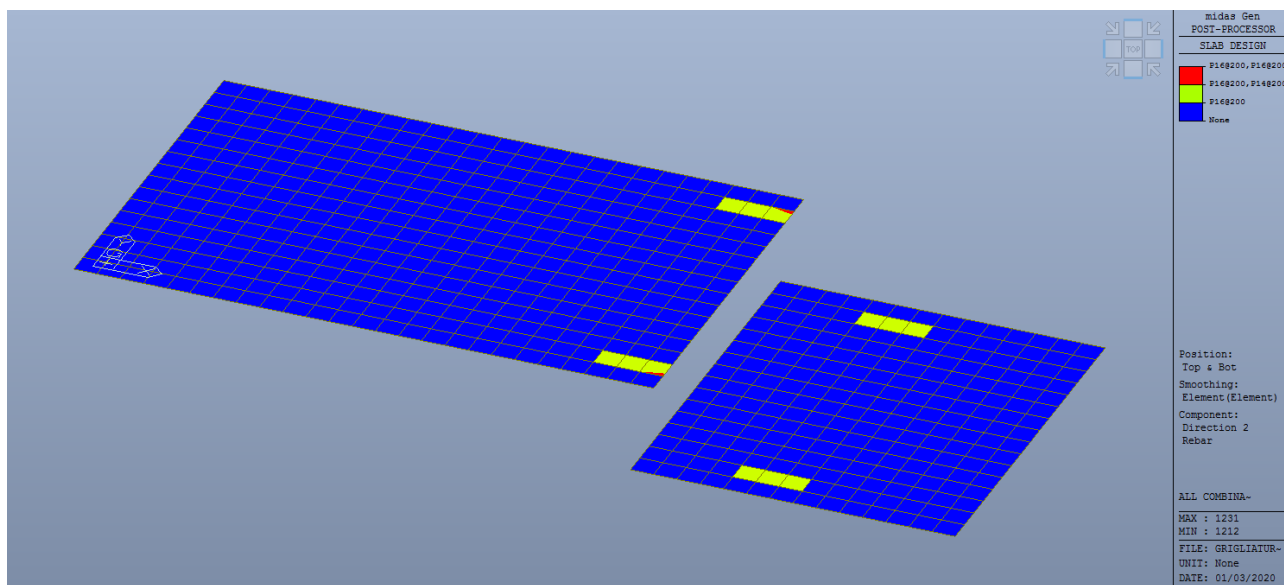


Armature delle pareti in direzione Verticale

Per le platee abbiamo le seguenti armature:

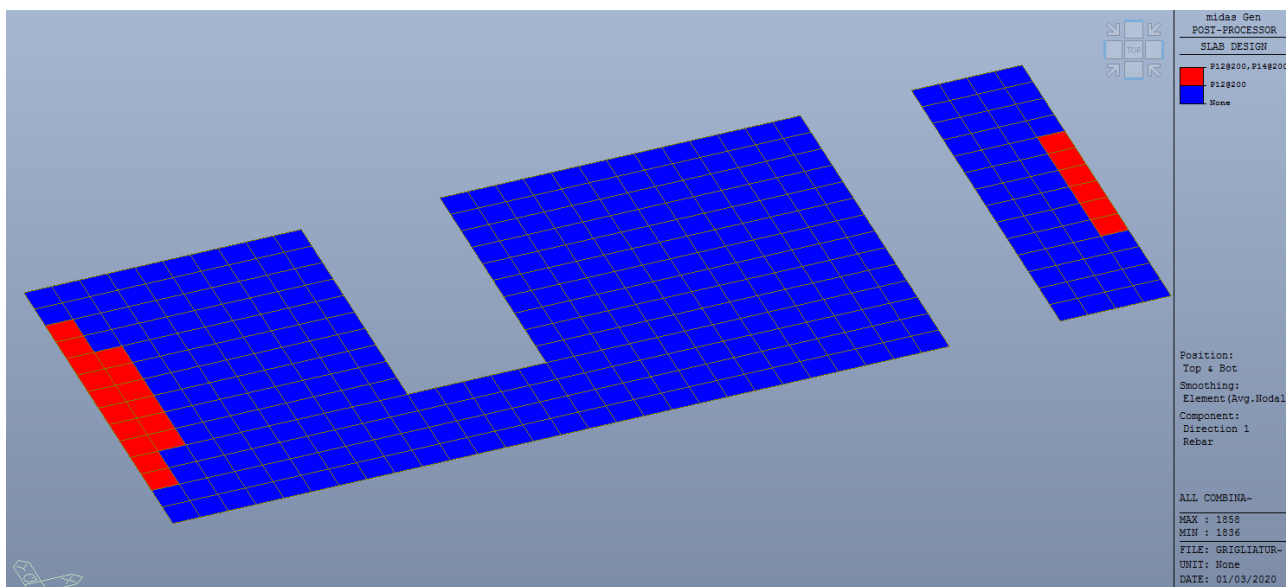


Armature delle platee in direzione X

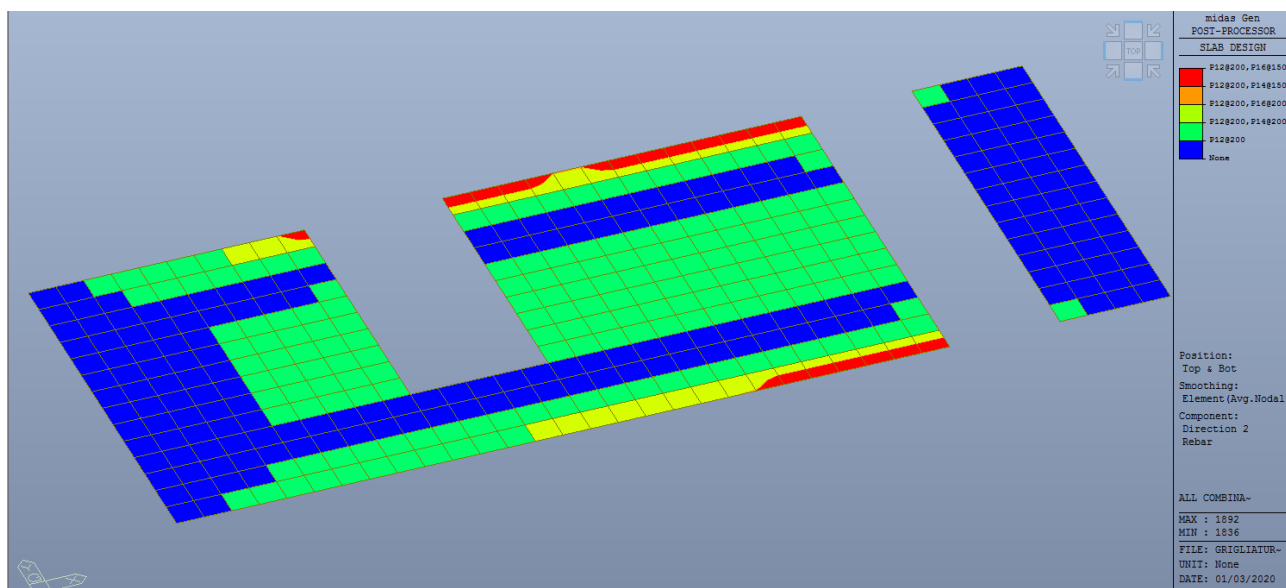


Armature delle platee in direzione Y

Per le solette abbiamo le seguenti armature:



Armature della soletta in direzione X

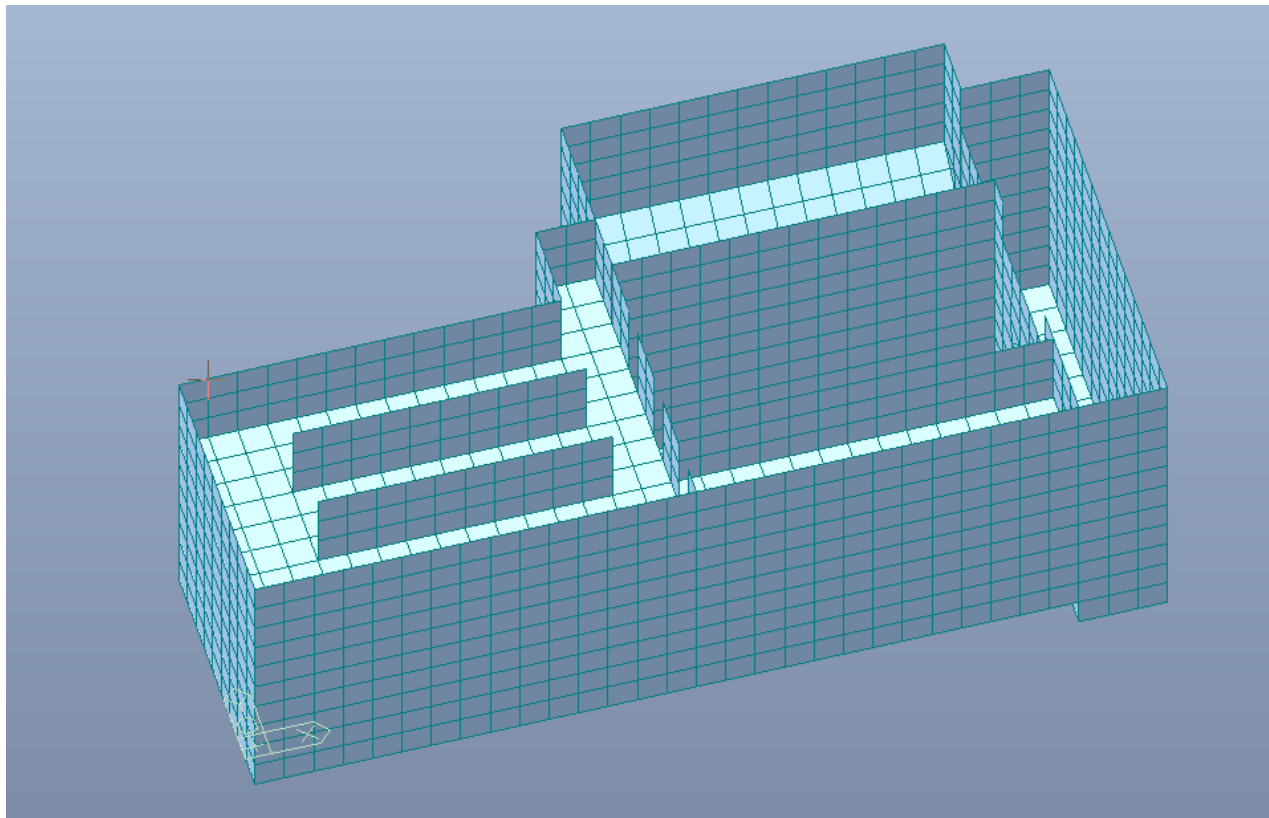


Armature della soletta in direzione Y

5.2 Manufatto di grigliatura fine e dissabbiatura

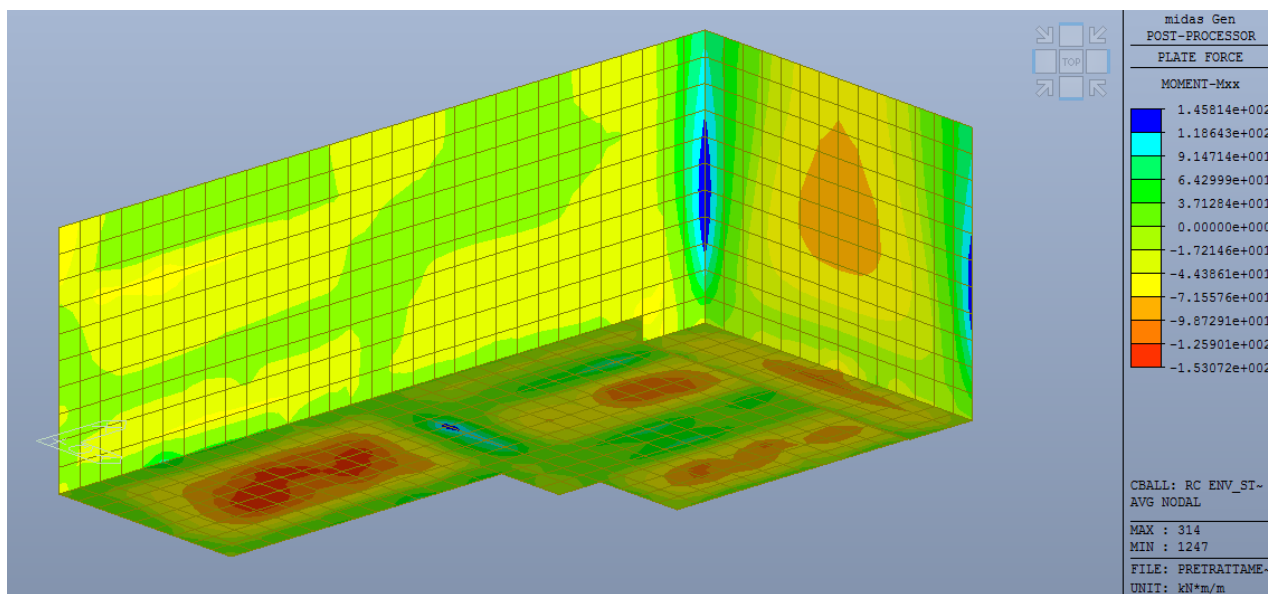
Il manufatto risulta sostanzialmente fuori terra e quindi soggetto principalmente alle azioni dei carichi permanenti dei macchinari (comparto di grigliatura fine) e dei liquidi contenuti (comparto di dissabbiatura), oltre alle azioni sismiche e del vento. Le platee hanno spessore 50 cm, le pareti 40 e 50 cm a seconda dell'ubicazione, mentre le solette sono spesse 40 cm.

Considerata la geometria complessa del manufatto per effettuare il predimensionamento è stato approntato un modello di calcolo agli elementi finiti con il software Midas Gen 2020. Nell'immagine seguente viene rappresentato il modello di calcolo:

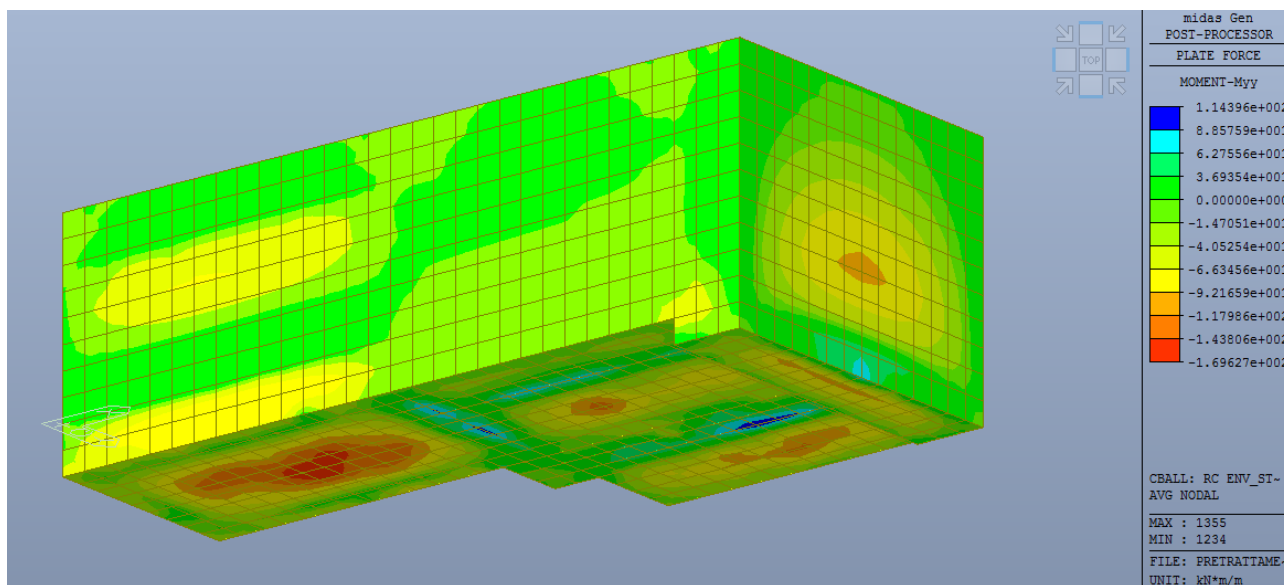


Modello di calcolo edificio di Grigliatura Fine e Dissabbiatura

Gli stati di sollecitazione emersi dall'analisi sono i seguenti:



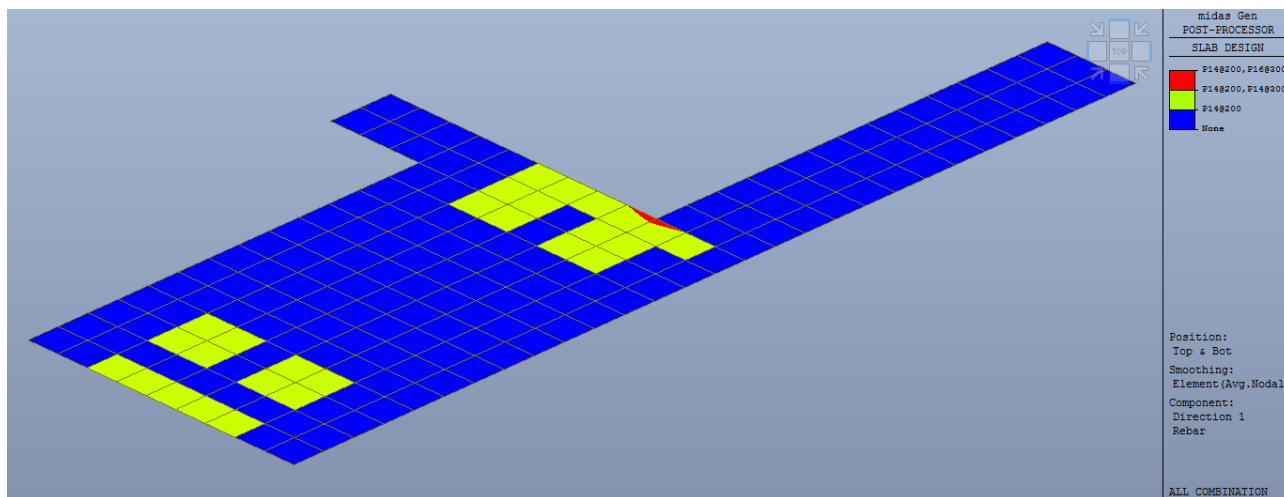
Momento flettente Mxx a SLU



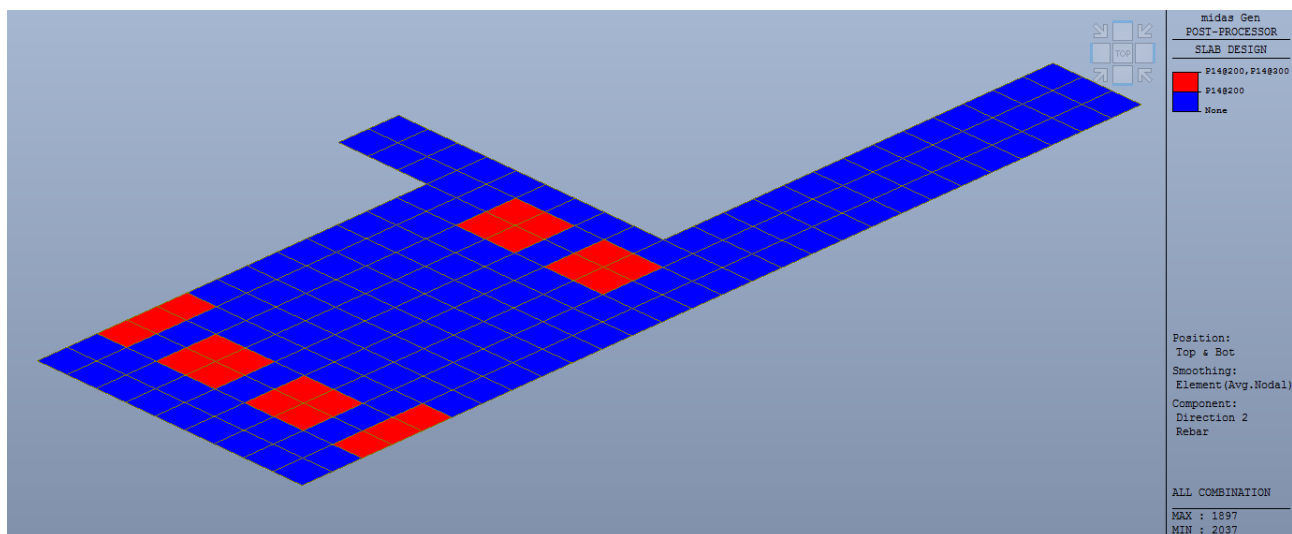
Momento flettente Myy a SLU

Dalle verifiche di sicurezza svolte, sia nei confronti degli SLU che degli SLE, sono state determinate le armature da prevedere negli elementi strutturali.

Per le solette superiori, di spessore 40 cm, abbiamo le seguenti armature:

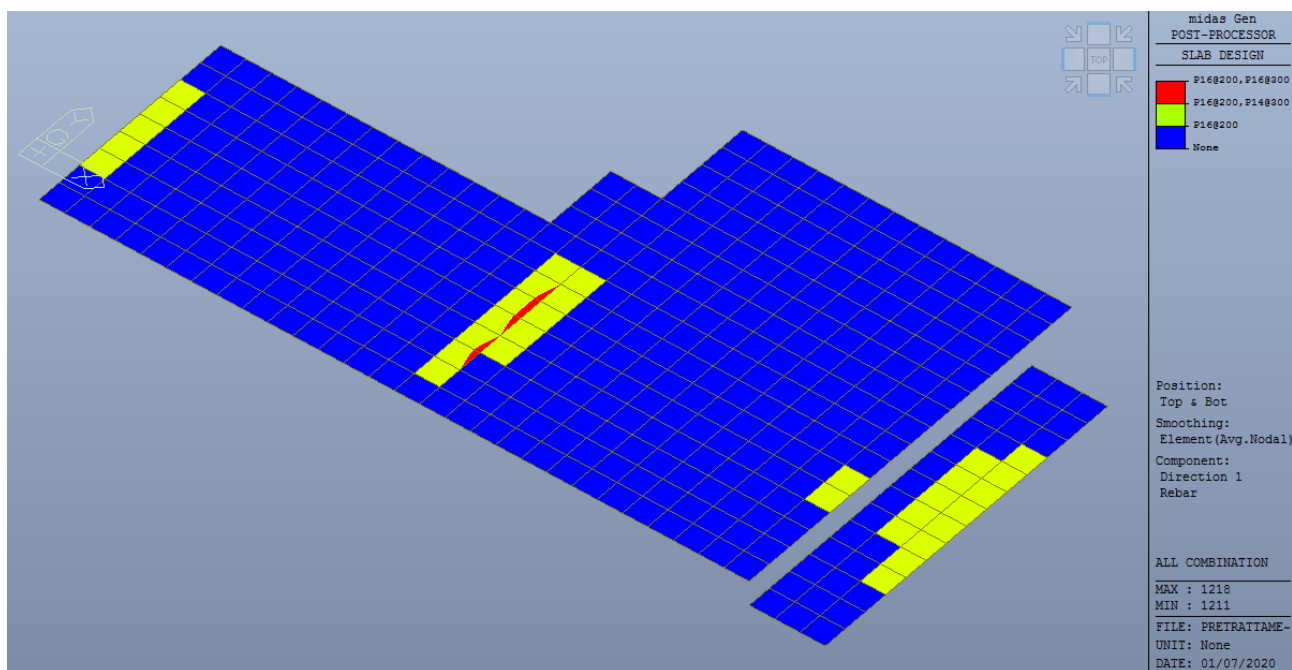


Armatura soletta direzione longitudinale X

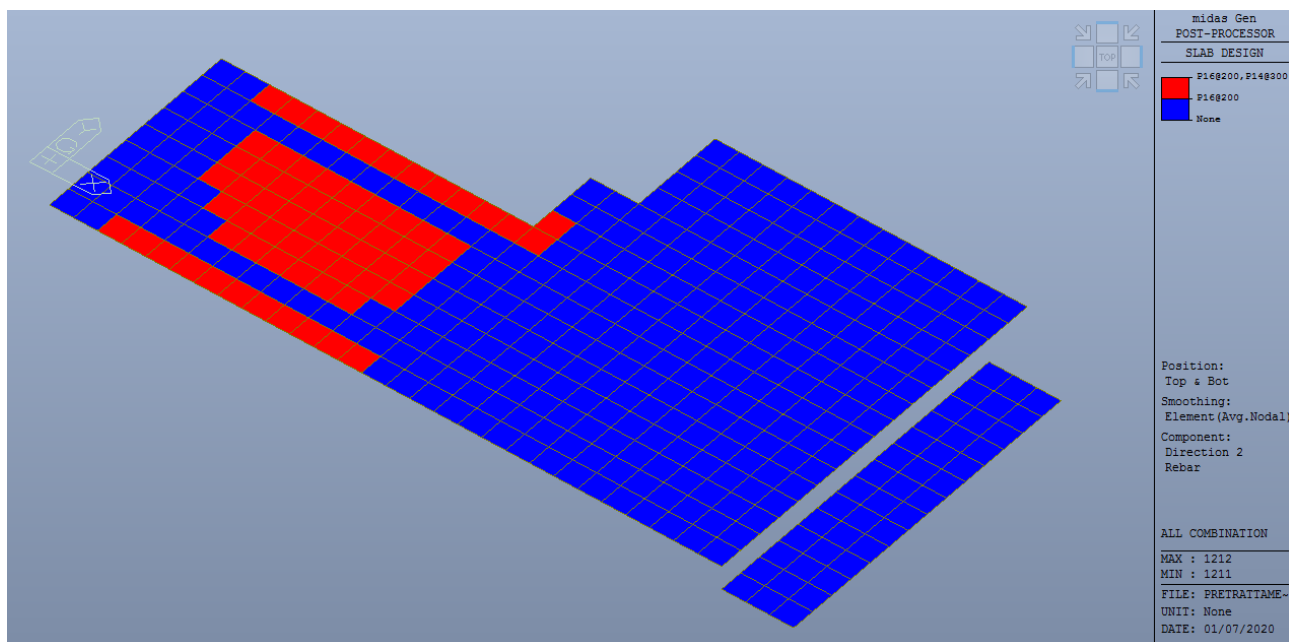


Armatura soletta direzione trasversale Y

Per le platee, di spessore 50 cm, abbiamo le seguenti armature:

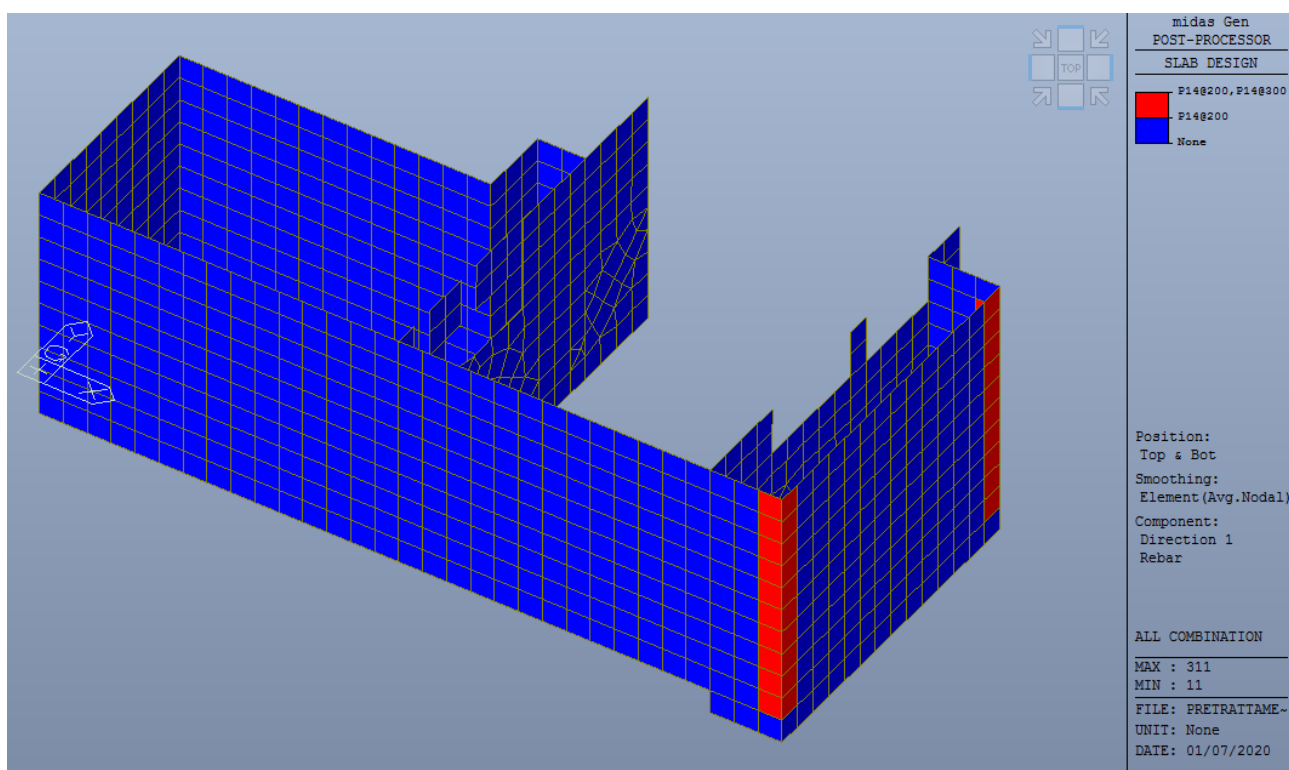


Armatura platee direzione X

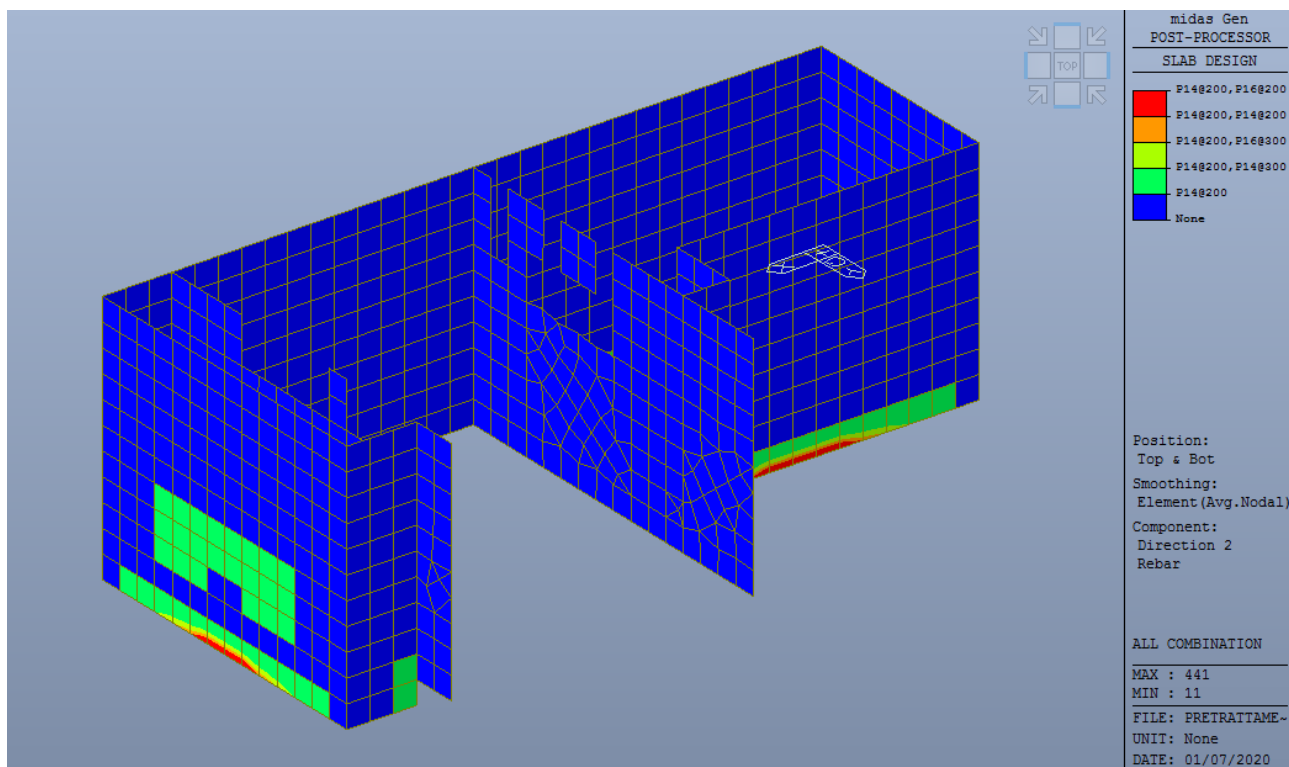


Armatura platee direzione Y

Per le pareti esterne, di spessore 40 cm, abbiamo le seguenti armature:

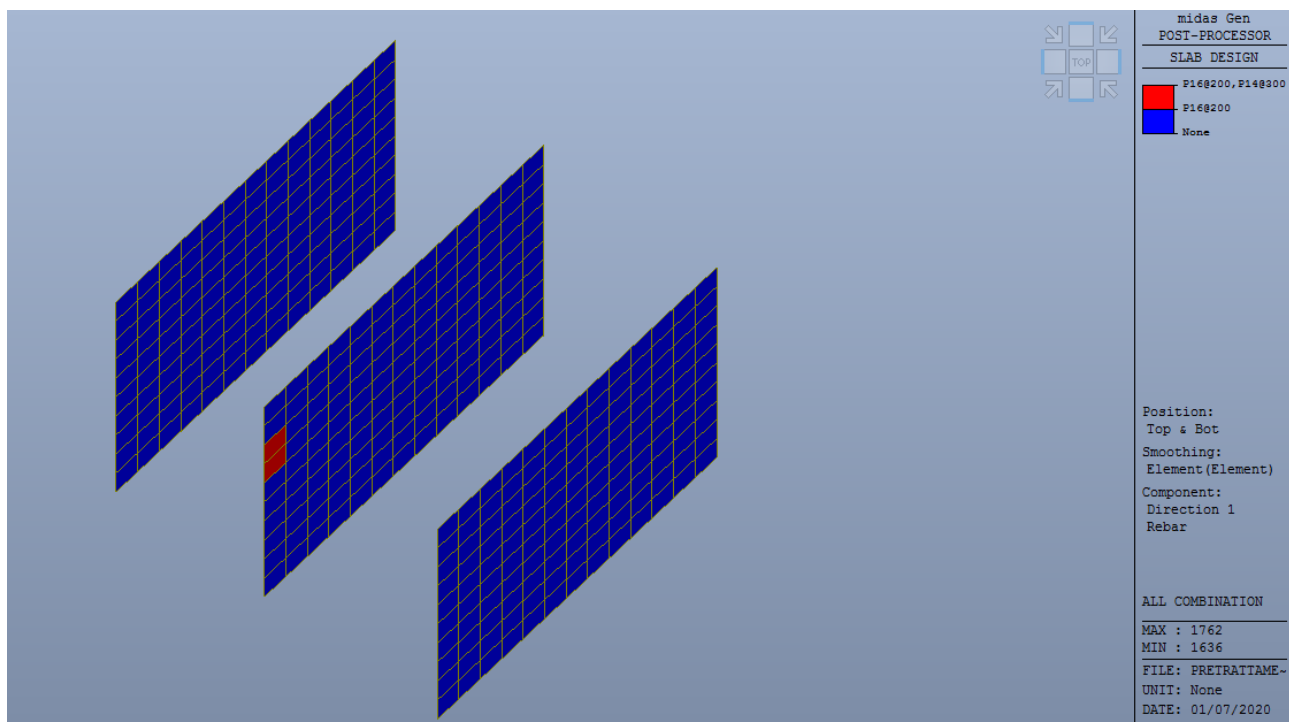


Armatura pareti spessore 40 direzione X

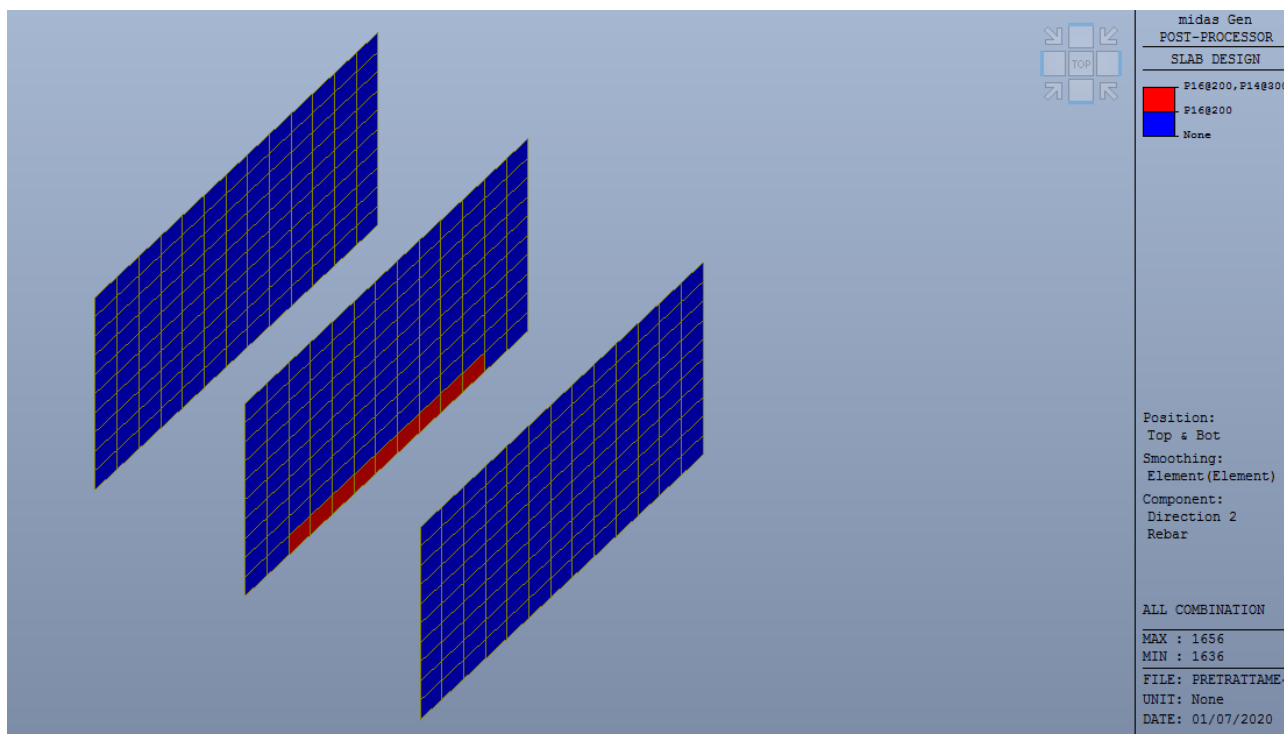


Armatura pareti spessore 40 direzione Y

Per le pareti interne ed esterne, di spessore 50 cm, abbiamo le seguenti armature:



Armatura pareti spessore 50 direzione X

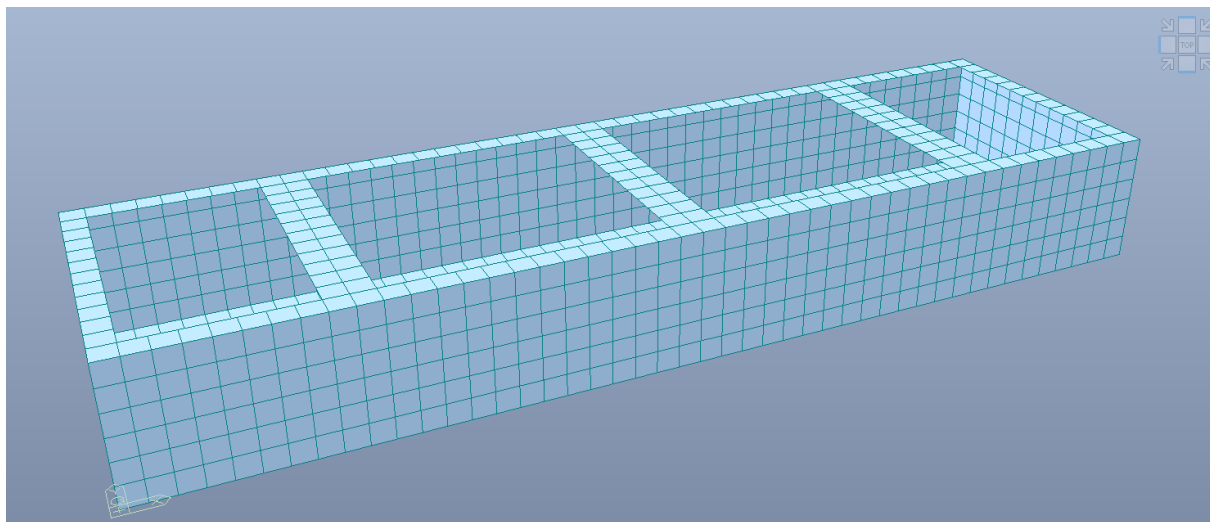


Armatura pareti spessore 50 direzione Y

5.3 Vasca biologica a cicli alternati

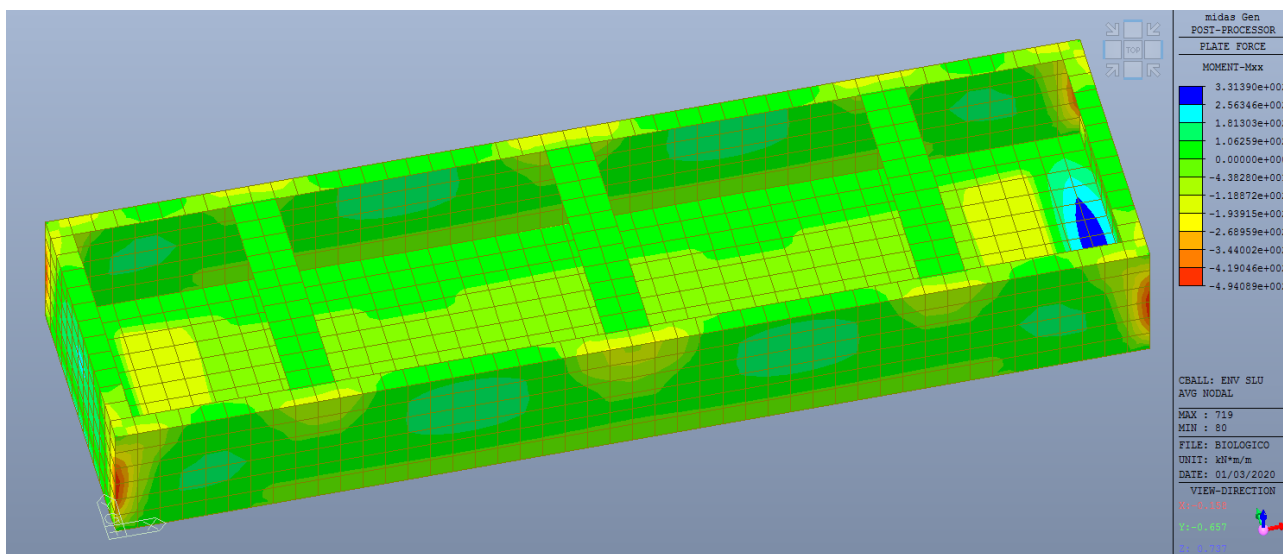
Il manufatto risulta quasi completamente interrato ed è soggetto alle spinte del terreno esterno con i relativi sovraccarichi ed acqua di falda, oltre al peso del liquame contenuto. Il manufatto prevede una platea di fondazione di spessore 70 cm e delle pareti perimetrali da 60 cm. Il camminamento e le tre passerelle hanno spessore 40 cm.

Considerate le elevate dimensioni del manufatto e l'importanza dello stesso per effettuare il dimensionamento strutturale è stato approntato un modello di calcolo agli elementi finiti con il software Midas Gen 2020. Nell'immagine seguente viene rappresentato il modello di calcolo:

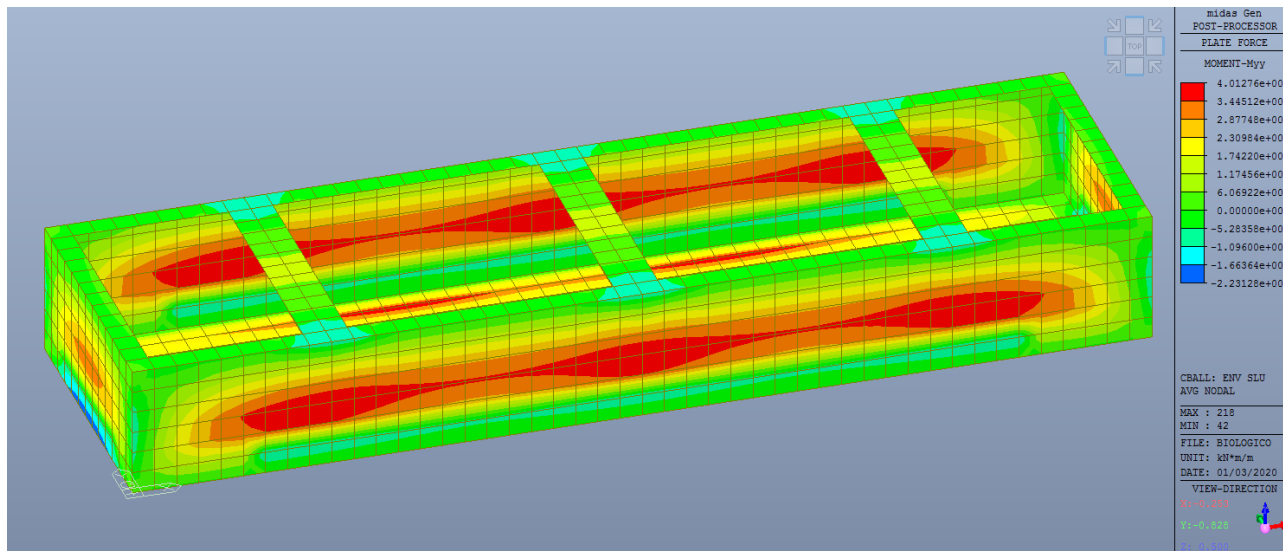


Modello di calcolo manufatto del comparto biologico

Gli stati di sollecitazione emersi dall'analisi sono i seguenti:



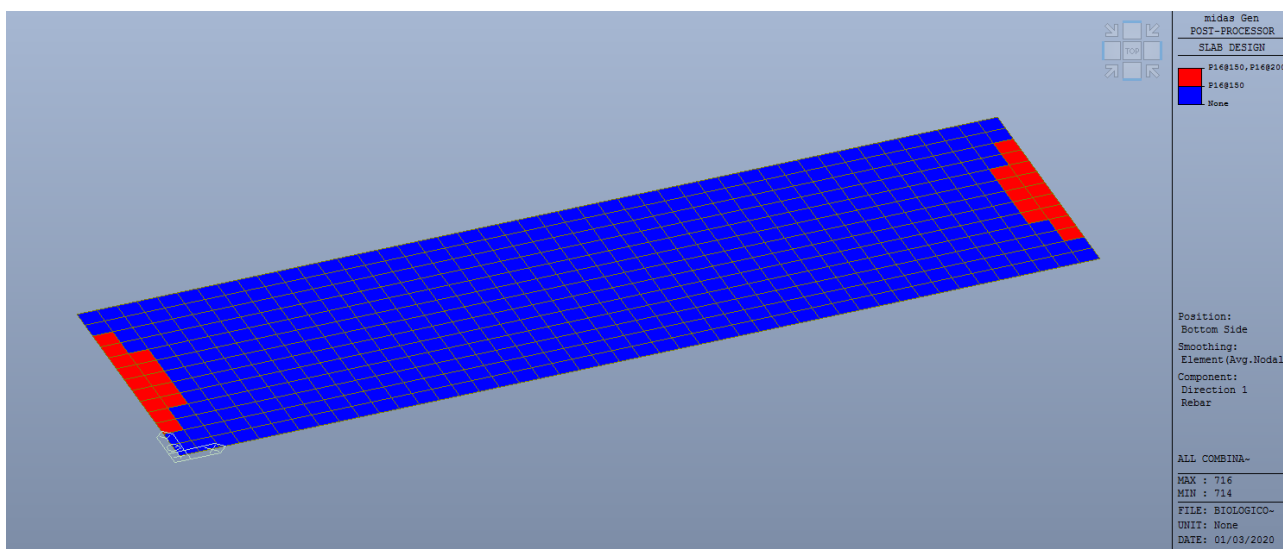
Momento flettente Mxx a SLU



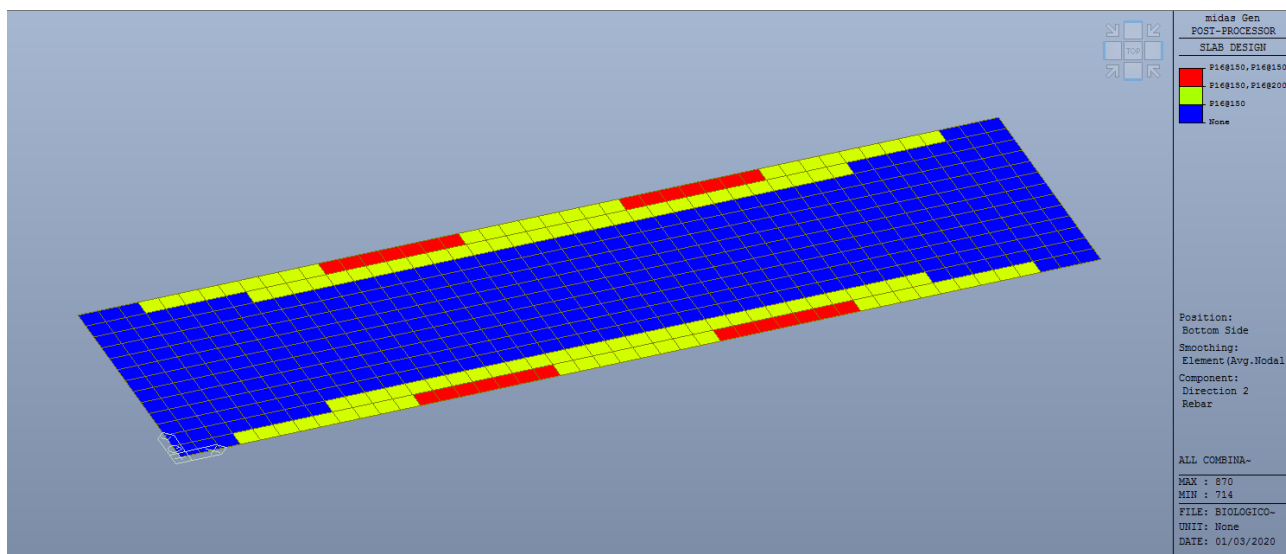
Momento flettente Myy a SLU

Dalle verifiche di sicurezza svolte, sia nei confronti degli SLU che degli SLE, sono state determinate le armature da prevedere negli elementi strutturali.

Per la platea abbiamo le seguenti armature:

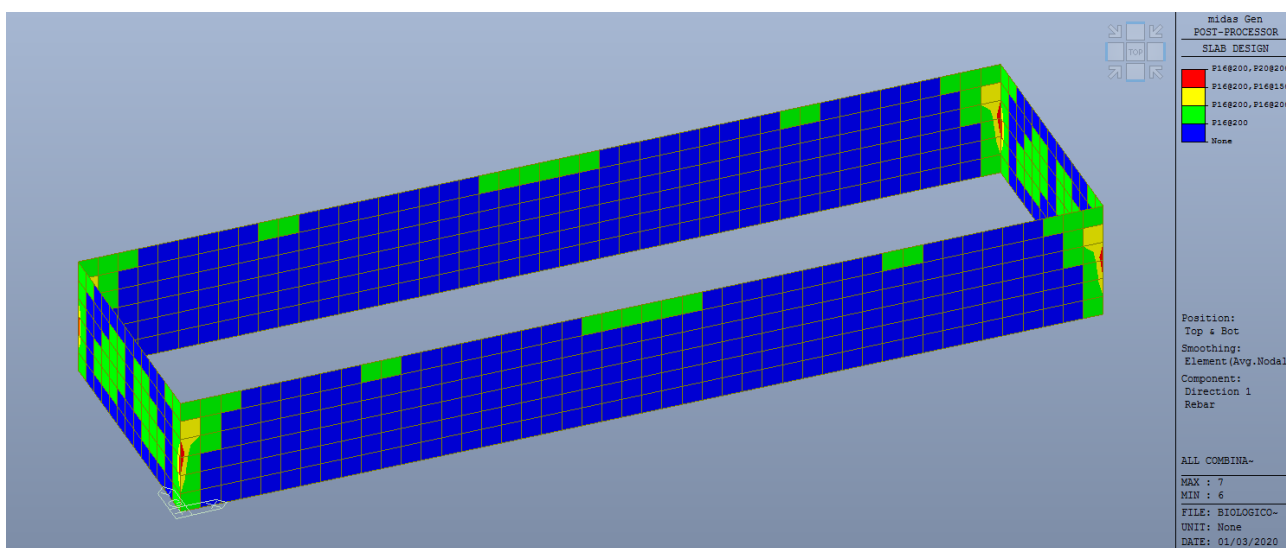


Armature della platea in direzione X

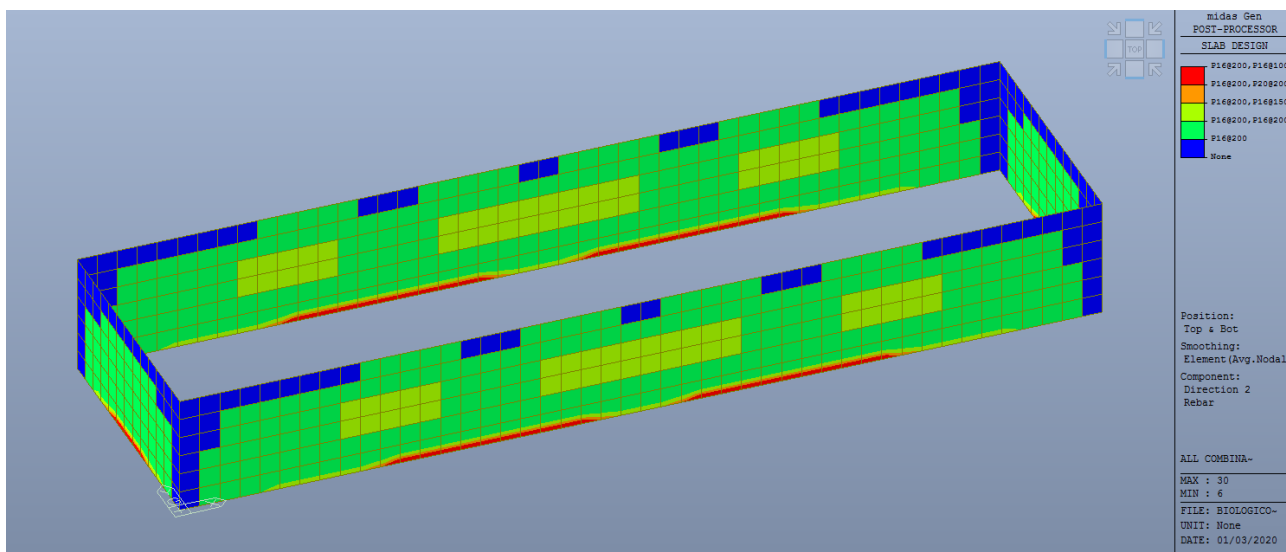


Armature della platea in direzione Y

Per le pareti abbiamo le seguenti armature:



Armature delle pareti in direzione orizzontale



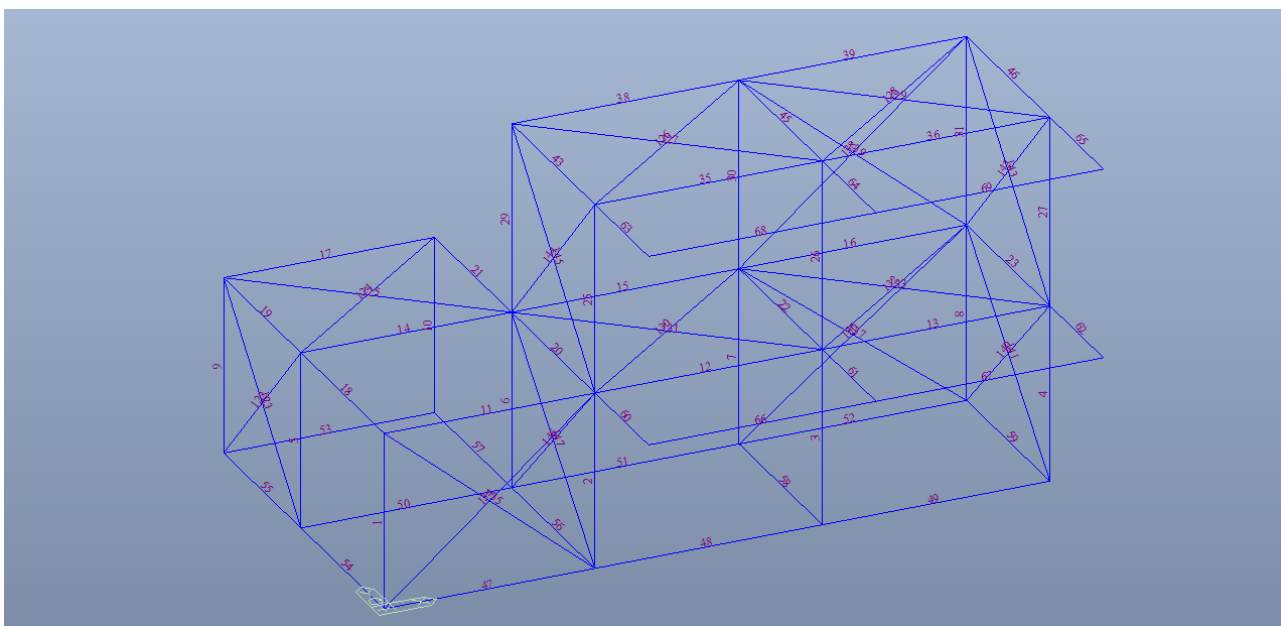
Armature delle pareti in direzione verticale

5.4 Edificio per ispessimento fanghi

L'edificio prevede delle strutture portanti costituite da travi e colonne in acciaio di sezione HeA200 e controventi di irrigidimento sempre in acciaio di sezione UPN120.

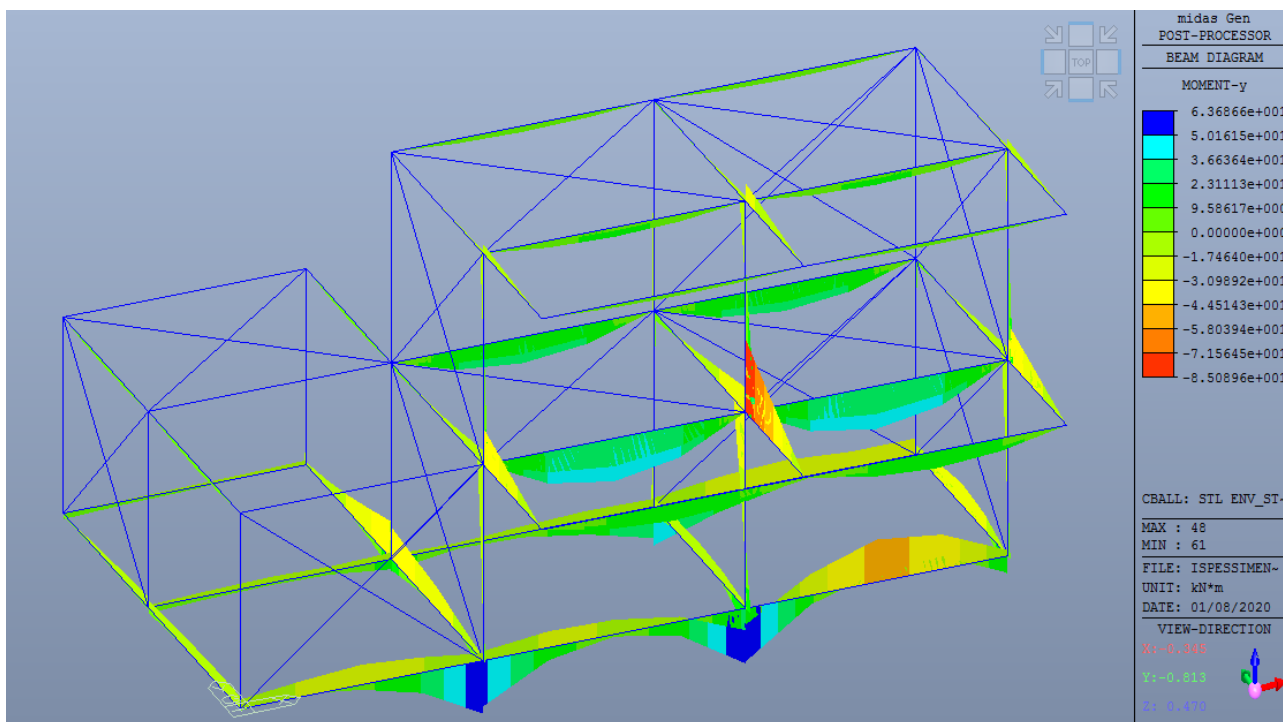
Le fondazioni sono costituite da un graticcio di travi rovesce in c.a. con sezione a T di larghezza massima pari a 80 cm con allargamento a 100 cm per la trave longitudinale sul lato verso il manufatto esistente.

Considerata la geometria complessa del fabbricato è stato approntato un modello di calcolo agli elementi finiti con il software Midas Gen 2020. Nell'immagine seguente viene rappresentato il modello di calcolo:

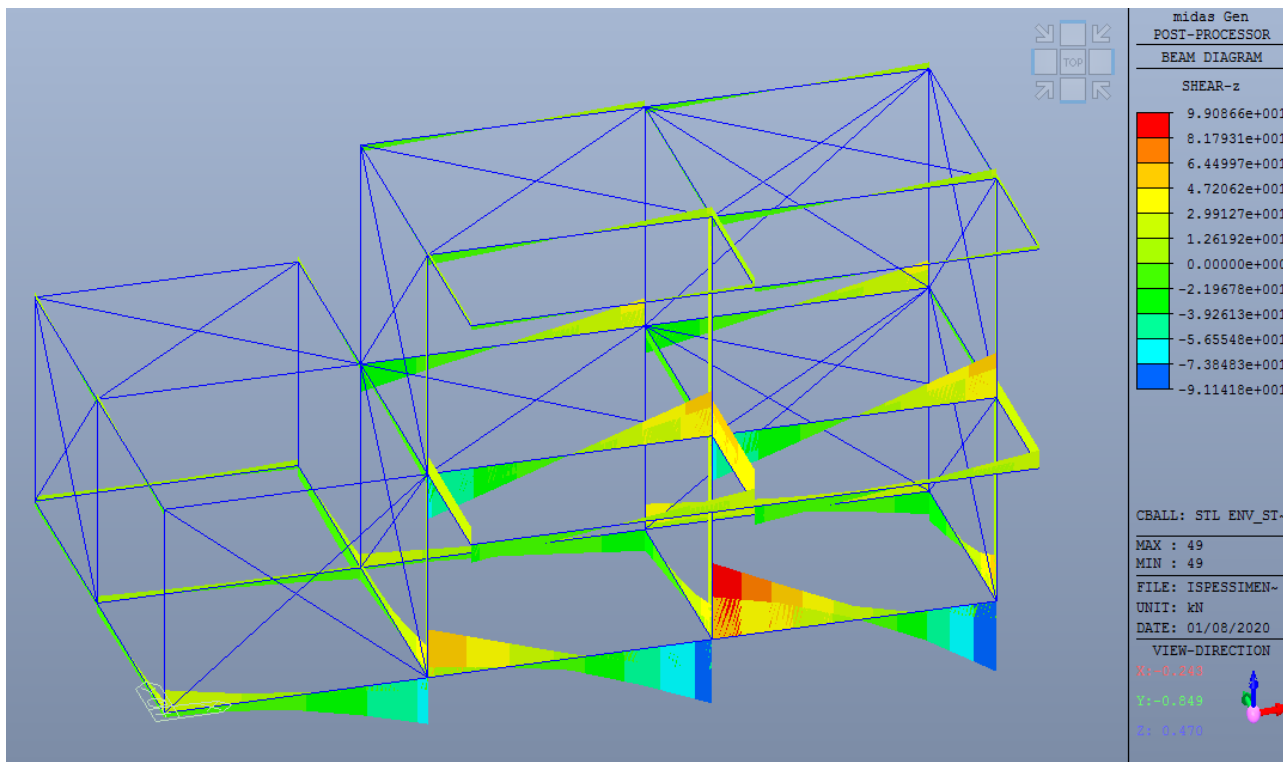


Modello di calcolo edificio ispessimento fanghi

Gli stati di sollecitazione emersi dall'analisi sono i seguenti:



Momento flettente M_y (involuppo SLU)



Sforzo tagliante F_z (involuppo SLU)

Viene riportata la verifica del profilato HeA200 più sollecitato:

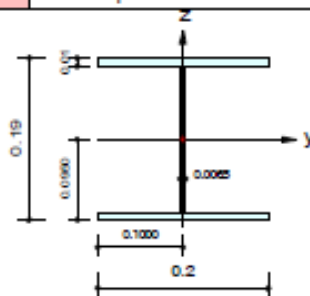
midas Gen

Steel Checking Result

Company		Project Title	
Author	isola boasso	File Name	C:\...lispessimento Gravellova.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, m
Member No : 61
Material : S235 (No:1)
($F_y = 235000$, $E_s = 210000000$)
Section Name : HEA200 (No:1)
(Rolled : HEA200).
Member Length : 1.80000



2. Member Forces

Axial Force $F_{xx} = 0.00000$ (LCB: 12, POS:J)
Bending Moments $M_y = -85.089$, $M_z = -1.8827$
End Moments $M_{yi} = 0.04537$, $M_{yj} = -85.089$ (for Lb)
 $M_{yi} = 0.04537$, $M_{yj} = -85.089$ (for Ly)
 $M_{zi} = 0.00000$, $M_{zj} = -1.8827$ (for Lz)
Shear Forces $F_{yy} = 5.23581$ (LCB: 36, POS:1/2)
 $F_{zz} = 47.7817$ (LCB: 9, POS:J)

Depth	0.19000	Web Thick	0.00650
Top F Width	0.20000	Top F Thick	0.01000
Bot.F Width	0.20000	Bot.F Thick	0.01000
Area	0.00538	Asz	0.00124
Oylo	0.03130	Ozlo	0.00500
Iyy	0.00004	Izz	0.00001
Ybar	0.10000	Zbar	0.09500
Wely	0.00039	Welz	0.00013
ry	0.08280	rz	0.04980

3. Design Parameters

Unbraced Lengths $L_y = 1.80000$, $L_z = 1.80000$, $L_b = 1.80000$
Effective Length Factors $K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
Equivalent Uniform Moment Factors $C_{my} = 1.00$, $C_{mz} = 1.00$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Results

Slenderness Ratio

$$KL/r = 36.1 < 200.0 \text{ (LCB: 34)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Axial Resistance

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.00/1264.30 = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 85.089/101.050 = 0.842 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 1.8827/47.4220 = 0.040 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Combined Resistance

$$R_{NRd} = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{Ny,Rd}, M_{Edz}/M_{Nz,Rd}]$$

$$R_{max1} = (M_{Edy}/M_{Ny,Rd})^{\alpha} + (M_{Edz}/M_{Nz,Rd})^{\beta}$$

$$R_{com} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), R_{bend} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$$

$$R_{max} = \text{MAX}[R_{NRd}, R_{max1}, (R_{com} + R_{bend})] = 0.882 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Shear Resistance

$$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.009 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.195 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

5.5 Manufatto di sollevamento fanghi

Il manufatto risulta completamente interrato ed è soggetto alle spinte del terreno esterno con i relativi sovraccarichi ed acqua di falda. Le platee di fondazione e le pareti della vasca di accumulo e pompaggio hanno spessore 40 cm mentre le solette e le pareti della camera valvole hanno spessore 30 cm.

L'elemento caratterizzato dal maggiore stato di sollecitazione è costituito dalla parete profonda della vasca di pompaggio. Il suo dimensionamento è stato effettuato considerando l'elemento come una lastra incastrata su quattro lati, sottoposto alle sollecitazioni indicate nel capitolo 4. Sono state dimensionate le armature necessarie a sopportare lo stato di sollecitazione a SLU e rispettare i limiti di fessurazione a SLE.

Il massimo momento flettente a SLU è quello d'incastro in direzione orizzontale, pari a:

$$M_{\max}^{-} (\text{SLU}) = -81,82 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Tutte le pareti e le platee sono armate con ferri $\phi 14/20$ in entrambe le direzioni e ambo i lati. Il momento resistente fornito da tale armatura, non considerando a favore di sicurezza il contributo dello sforzo di compressione, vale:

$$M_{rd} = 108,10 \text{ kN}\cdot\text{m} > 81,82 \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

Per quanto riguarda le verifiche di fessurazione, consideriamo il massimo momento flettente in combinazione Rara, che è pari a:

$$M_{\max}^{-} (\text{SLE}) = -58,88 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Il valore del momento corrispondente ad una fessurazione pari a 0,3 mm è $M_{fess} = 61 \text{ kN}\cdot\text{m}$ quindi anche la verifica di fessurazione può ritenersi soddisfatta.