

*S.I.I. Servizio Idrico Integrato del
Biellese e Vercellese S.p.a.*

Vercelli

ACCORDO DI PROGRAMMA PER IL RISANAMENTO ED IL RECUPERO
AMBIENTALE DEL LAGO DI VIVERONE

INTERVENTI DI RIORGANIZZAZIONE FUNZIONALE DEL SISTEMA DI
SMALTIMENTO DEGLI SCARICHI REFLUI DEGLI ABITATI DI ROPPOLO,
VIVERONE, PIVERONE ED AZEGLIO
3° LOTTO STRALCIO

DATA PROGETTO

OTTOBRE 2015

AGGIORNAMENTO

ATTIVITA' DI PROGETTAZIONE:



IL PROGETTISTA
(Dott. Ing. Domenico CASTELLI)

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

PROGETTO ESECUTIVO

PRATICA N. 10158 E3

ARCH. N° -

MODIFICHE AGGIORNAMENTI	Aggiornamento			
	Data			
CONTROLLO		OPERATORE	CONTROLLO	APPROVAZIONE
	Firma	MF	DC	DC

INDICE

1. DESCRIZIONE DELLE OPERE E LORO RILEVANZA STRUTTURALE.....	1
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3. MATERIALI PER USO STRUTTURALE.....	7
3.1 CALCESTRUZZO.....	7
3.1.1 Caratteristiche tecniche e prescrizioni per la durabilità	7
3.1.2 Qualifica del conglomerato cementizio.....	11
3.1.3 Posa in opera e tolleranze esecutive	14
3.1.4 Casseforme, disarmo e stagionatura dei getti.....	16
3.1.5 Controlli in corso d'opera.....	19
3.1.6 Elementi e manufatti prefabbricati.....	22
3.2 ACCIAIO	22
3.2.1 Proprietà meccaniche	24
3.2.2 Controlli sull'acciaio	24
3.3 MURATURA PORTANTE	27
3.3.1 Caratteristiche tecniche e prestazionali.....	27
3.3.2 Prove di accettazione	28
4. PARAMETRI DI PROGETTO	29
4.1 LIVELLI DI SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE.....	29
4.2 ORGANIZZAZIONE STRUTTURALE	30
4.3 VALUTAZIONE DELLE AZIONI.....	31
4.4 AZIONE SISMICA.....	41
4.5 COMBINAZIONI DI CARICO	53
4.6 METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA DEI LOCALI TECNICI IN MURATURA	54
4.7 METODO DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA RELATIVI ALLE STRUTTURE IN C.C.A.	57
4.7.1 Resistenze di calcolo	58
4.7.2 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU).....	61
4.7.3 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)	65
4.7.4 Iterazione e modellazione terreno – fondazioni.....	68
4.7.5 Codice di calcolo e modello di analisi strutturale	72
5. RISULTATI DI CALCOLO E VERIFICHE STRUTTURALI.....	73
5.1 VASCA DI GRIGLIATURA E SOLLEVAMENTO INIZIALE	73
5.2 VASCA DI DISSABBIATURA E DISOLEATURA	94
5.3 VASCA DI ACCUMULO PRIMA PIOGGIA	114
5.4 VASCA DI DENITRIFICAZIONE E OSSIDAZIONE “A”	133
5.5 POZZETTO DI RIPARTIZIONE VASCHE DI SEDIMENTAZIONE SECONDARIA.....	152
5.6 VASCA DI ADDENSAMENTO FANGHI.....	172
5.7 VASCA DI DISINFEZIONE FINALE	192
5.8 LOCALI TECNICI.....	212
5.8.1 Verifica semplificata globale dell'edificio in muratura	213
5.8.2 Predimensionamento dei solai in laterocemento	216
5.8.3 Verifica dei cordoli intermedi e perimetrali in c.c.a.	223
5.8.4 Dimensionamento della platea di fondazione	228
5.8.5 Pressioni trasmesse al terreno di fondazione.....	228
5.9 STAZIONI DI SOLLEVAMENTO DI LIDO E COMUNA.....	229
5.10 MANUFATTI DI CONNESSIONE E DI REGOLAZIONE IDRAULICA A MINORE RILEVANZA STRUTTURALE IN C.A. E MANUFATTI SECONDARI IN CARPENTERIA METALLICA	238

1. Descrizione delle opere e loro rilevanza strutturale

La presente relazione riporta le verifiche e i dimensionamenti relativi alle opere strutturali previste in attuazione nell'ambito degli *“Interventi di riorganizzazione funzionale del sistema di smaltimento degli scarichi reflui degli abitati di Roppolo, Viverone, Piverone ed Azeglio – 3° Lotto stralcio – impianto di depurazione di Azeglio”*, descrivendo le tipologie strutturali, gli schemi e modelli di calcolo e i criteri di verifica da adottare per soddisfare i requisiti di sicurezza previsti dalla normativa tecnica vigente, nonché l'azione sismica di calcolo, tenendo conto delle condizioni stratigrafiche e topografiche del sito, coerentemente con i risultati delle indagini e delle elaborazioni riportate nella *Relazione geotecnica*.

Le opere in progetto sono sostanzialmente caratterizzate da vasche e manufatti di contenimento reflui parzialmente interrati, in c.c.a. gettato in opera, nonché da piccoli locali tecnici di controllo con struttura in muratura portante e solaio di copertura in laterocemento con travi in spessore di solaio, risultando, quindi, contraddistinte da una semplice concezione strutturale e da modalità costruttive assimilabili alle usuali e comprovate tecniche adottate per la realizzazione in opera di strutture in c.c.a. e in muratura ordinaria di tipo portante.

Nel dettaglio le costruzioni rilevanti ai fini strutturali e sulle quali sono state condotte le opportune verifiche di tipo strutturale e geotecnico saranno costituite dalle vasche e dai manufatti di nuova realizzazione in c.c.a., previste al fine dell'adeguamento e del potenziamento dell'impianto di depurazione esistente in Comune di Azeglio e delle stazioni di sollevamento di Comuna e Lido in Comune di Viverone, come di seguito elencato:

- | | |
|-------------------------|---|
| IMPIANTO DI DEPURAZIONE | 1) Vasca di grigliatura e sollevamento iniziale. |
| | 2) Vasca di dissabbiatura e disoleatura. |
| | 3) Vasca di accumulo prima pioggia. |
| | 4) Vasca di denitrificazione e ossidazione “A”. |
| | 5) Pozzetto di ripartizione vasche di sedimentazione secondaria. |
| | 6) Vasca di addensamento fanghi. |
| | 7) Vasca di disinfezione finale. |
| | 8) Locali tecnici e di servizio vari: gruppo elettrogeno, disidratazione fanghi, ecc. |
| | 9) Vasca di sollevamento in frazione Lido. |
| | 10) Vasca di sollevamento in frazione Comuna. |

L'immagine seguente riporta, in particolare, il layout planimetrico generale dell'impianto di depurazione con l'individuazione delle vasche e delle costruzioni esistenti,

oggetto di ristrutturazione e di quelle di nuova realizzazione previste in progetto:

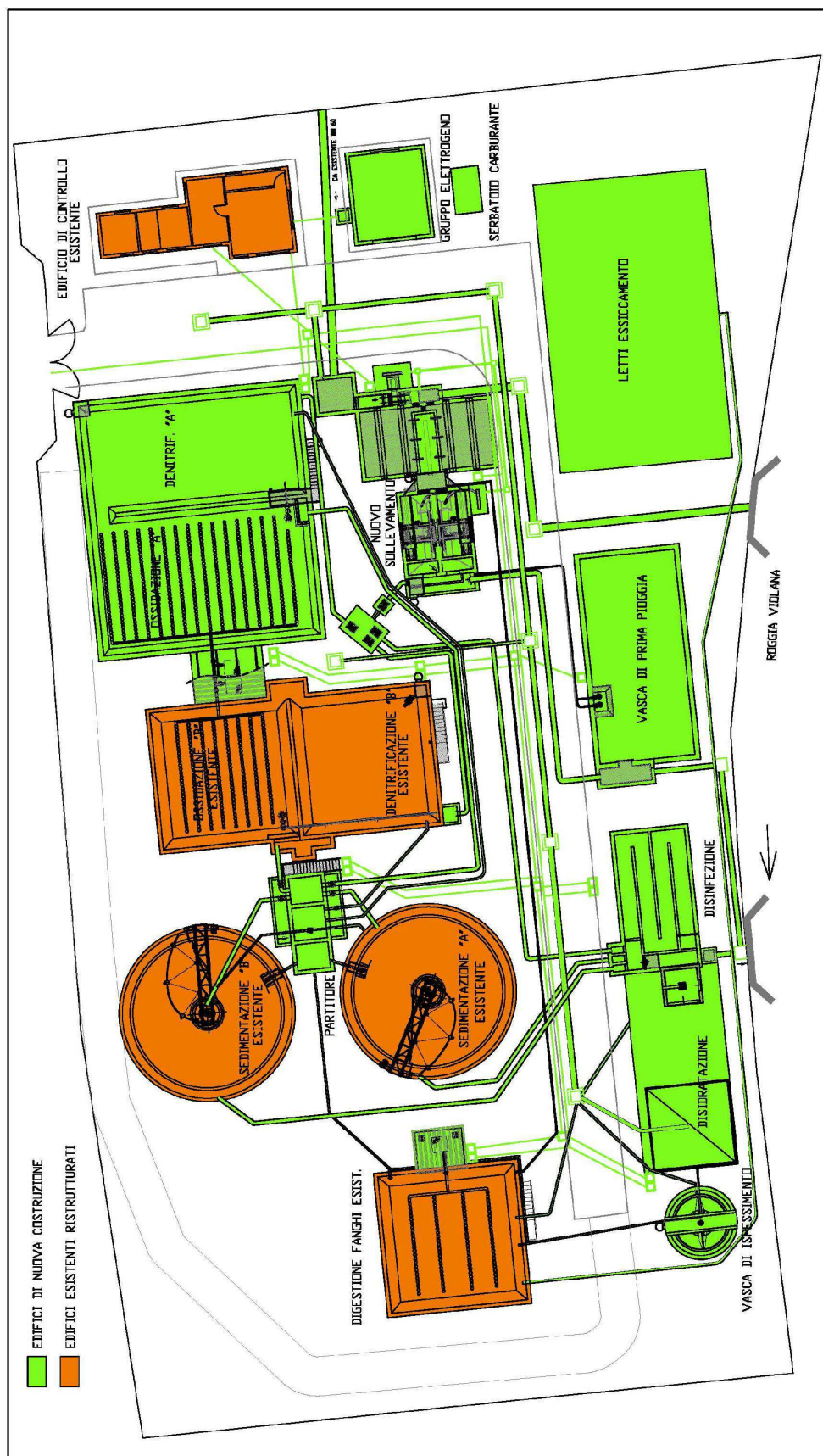


Figura 1 – Layout planimetrico generale dell'impianto.

Sono, inoltre, previste le seguenti opere a minore rilevanza strutturale, le quali verranno trattate sulla base delle esperienze progettuali e delle comprovate tecniche costruttive e geotecnico-strutturali in più occasioni attuate su manufatti analoghi per geometria, azioni agenti, tipologia di fondazione e caratteristiche geomeccaniche del terreno di fondazione:

- opere minori in carpenteria di acciaio quali scale metalliche, grigliati e parapetti necessari per la gestione, il controllo e la manutenzione delle vasche dell'impianto di depurazione, oltre a n. 3 piccole tettoie in struttura metallica a copertura delle zone soffianti / ossidazione, zona disidratazione / addensamento fanghi e della zona digestione fanghi;
- opere e manufatti in c.c.a. a minore rilevanza strutturale quali i letti di essiccazione fanghi, pozzetti secondari di connessione e regolazione idraulica.

Il progetto prevede, infine, relativamente alle vasche esistenti del depuratore, il ripristino strutturale del lato interno delle stesse mediante idroscarifica ad elevata pressione, trattamento passivante delle armature esistenti e loro integrazione / sistemazione, applicazione di armatura integrativa costituita da rete elettrosaldata Ø 6/10x10 e connettori a piolo e, quindi, getto integrativo di placcaggio di fondazione e pareti (lato interno vasca) per colatura, con calcestruzzo di tipo pozzolanico ad alta resistenza ai solfati e al dilavamento, classe di resistenza C32/40, consistenza S5 e avente le ulteriori prescrizioni tecniche, prestazionali e di durabilità riportate al *paragrafo 3.1* della presente relazione.

Gli interventi, dal punto di vista strutturale e come meglio descritto al *capitolo 4* della presente relazione, in riferimento alla categoria prevalente di opere strutturali (opere in c.c.a.), possono essere, quindi, classificati quali **interventi di nuova costruzione – opere in c.a. per contenimento liquidi ed edifici in muratura**, ai sensi rispettivamente dei *paragrafi 4.1 e 7.4 e 4.5 e 7.8 del D.M. 14.01.2008*. Le fondazioni dei vari manufatti e locali tecnici fanno, altresì, riferimento alle opere di fondazione superficiali ai sensi del *paragrafo 6.4.2* delle NTC-2008. Per la progettazione nei confronti delle azioni sismiche si è fatto, infine, principalmente riferimento ai *paragrafi 7.4 e 7.11* delle NTC-2008.

Dal punto di vista amministrativo le opere in progetto sorgeranno in Comune di Azeglio (TO) per quanto riguarda l'impianto di depurazione e in Comune di Viverone (BI), per quanto concerne gli impianti di sollevamento di Lido e Comuna. Entrambi i Comuni suddetti risultano classificati in zona sismica 4 ai sensi dell'O.P.C.M. n. 3274/2003 e della

D.G.R. n. 65-7656 del 21 maggio 2014. In particolare l'impianto di depurazione è collocato in un contesto semiperiferico a sud dell'abitato di Azeglio, in prossimità della roggia Violana.

Per una descrizione di dettaglio dei vari interventi progettualmente previsti si rimanda, infine, a quanto specificatamente riportato negli *Elaborati grafici* di progetto, sia architettonici che strutturali. In particolare, gli elaborati grafici che illustrano le opere dal punto di vista tecnico-strutturale sono stati redatti conformemente a quanto previsto dal D.P.R. 207/2010 e s.m.i. e saranno, inoltre, recepiti al fine degli adempimenti di denuncia delle opere strutturali di cui alla Legge 1086/71 e s.m.i., alle N.T.C.-2008 e alla D.G.R. Piemonte n. 65-7656 del 21 maggio 2014.

2. Normativa di riferimento

Ai fini della presente progettazione strutturale e geotecnica si è fatto, in via principale, riferimento alle seguenti norme in materia di costruzioni, di valenza nazionale:

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086 – Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380 e ss.mm.ii. – Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia.
- Ordinanza n. 3274 del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20.03.2003 e ss.mm.ii. – Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- D.M. 14 gennaio 2008 – Nuove Norme tecniche per le Costruzioni (N.T.C.).
- CIRCOLARE 02 febbraio 2009 n. 617 – Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- CIRCOLARE 5 agosto 2009 – Nuove norme tecniche per le costruzioni approvate con decreto del Ministro delle infrastrutture 14 gennaio 2008 - Cessazione del regime transitorio di cui all'articolo 20, comma 1, del decreto-legge 31 dicembre 2007, n. 248.
- CIRCOLARE 11 dicembre 2009 – Entrata in vigore delle norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. Circolare 5 agosto 2009 - Ulteriori considerazioni esplicative.
- UNI EN 1991-1 e UNI EN 1990: Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture.
- UNI EN 1992-1-1: Eurocodice 2 – Strutture in calcestruzzo.
- UNI EN 1993-1: Eurocodice 3 – Strutture in acciaio.
- UNI EN 1996-1 / 1996-2 / 1996-3: Eurocodice 6 – Strutture in muratura.
- UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Regole generali.
- UNI EN 1998-1: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

Ad integrazione dei predetti riferimenti normativi si è fatto, anche, riferimento alle seguenti Norme di scala Regionale e Locale:

- Deliberazione della Giunta Regionale 19 gennaio 2010, n. 11-13058 – Aggiornamento e adeguamento dell'elenco delle zone sismiche (O.P.C.M. n. 3274/2003 e O.P.C.M. 3519/2006).
- Deliberazione della Giunta Regionale 1 marzo 2010, n. 28-13422 – Differimento del

termine di entrata in vigore della nuova classificazione sismica del territorio piemontese approvata con D.G.R. n. 11-13058 del 19.01.2010 e ulteriori disposizioni.

- Deliberazione della Giunta Regionale 18 febbraio 2011, n. 8-1517 – Modifica del termine di entrata in vigore della nuova classificazione sismica del territorio Piemontese come approvata con D.G.R. 19.01.2010 n. 11-13058.
- Deliberazione della Giunta Regionale 12 dicembre 2011, n. 4-3084 – D.G.R. n. 11-13058 del 19.01.2010 – Approvazione delle procedure di controllo e gestione delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico attuative della nuova classificazione sismica del territorio piemontese.
- Deliberazione della Giunta Regionale 21 maggio 2014, n. 65-7656 – Individuazione dell'ufficio tecnico regionale ai sensi del D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380 e ulteriori modifiche e integrazioni alle procedure attuative di gestione e controllo delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico approvate con D.G.R. 12 dicembre 2011, n. 4-3084.
- Istruzioni del Consiglio Superiore dei LL. PP..
- Linee guida del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei LL.PP..
- Istruzioni e i documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche.
- Norme UNI in materia di materiali da costruzione e per uso strutturale in vigore.

Si evidenzia, in particolare, che il progetto strutturale è stato redatto in ottemperanza al D.M. 14.01.2008 e alla D.G.R. 19 gennaio 2010 n. 11-13058 e ss.mm.ii.; in tal senso le strutture in progetto sono idonee a sopportare le azioni sismiche proprie del sito oggetto dei lavori classificato in zona sismica 4 ai sensi della suddetta D.G.R. e dell'O.P.C.M. n. 3274/2003 e ss.mm.ii..

3. Materiali per uso strutturale

3.1 Calcestruzzo

3.1.1 Caratteristiche tecniche e prescrizioni per la durabilità

Per quanto riguarda le caratteristiche dei calcestruzzi tutti i manufatti in c.a. e c.a.p. (eventuali) potranno essere eseguiti impiegando unicamente cementi provvisti di attestato di conformità CE o equivalente che soddisfino i requisiti di accettazione previsti dalla norma UNI EN 197-1:2006. In cantiere o presso l'impianto di confezionamento del calcestruzzo è ammessa, pertanto, esclusivamente la fornitura di cementi rispondenti a tali prescrizioni.

Qualora vi sia l'esigenza di eseguire getti massivi, al fine di limitare l'innalzamento della temperatura all'interno del getto in conseguenza della reazione di idratazione del cemento, sarà opportuno utilizzare cementi a basso calore LH contemplati dalla norma UNI EN 197-1:2006.

Tutte le forniture di cemento dovranno, quindi, essere accompagnate da attestati di conformità CE o equivalente. E' possibile, in alternativa, una dichiarazione periodica del produttore del cemento, contenente l'elenco dei DDT relativi ai lotti consegnati al produttore di calcestruzzo e l'attestato di conformità CE o equivalente, da inoltrare da parte dell'impresa esecutrice alla Direzione Lavori. La Direzione Lavori verificherà, comunque, periodicamente quanto sopra indicato, in particolare la corrispondenza del cemento consegnato, come rilevabile dalla documentazione anzidetta, con quello previsto in Capitolato e nella documentazione o elaborati tecnici specifici e potrà richiedere, inoltre, una caratterizzazione periodica del produttore di cemento riportante i valori medi delle prove di autocontrollo sui requisiti della norma UNI EN 197-1:2006. Il prelievo del cemento dovrà avvenire al momento della consegna in conformità alla norma UNI EN 196-7.

Gli aggregati utilizzabili, ai fini del confezionamento del calcestruzzo, dovranno possedere marcatura CE o equivalente, secondo D.P.R. 246/93 e successivi decreti attuativi ed essere conformi ai requisiti della normativa UNI EN 12620 e UNI 8520-2 con i relativi riferimenti alla destinazione d'uso del calcestruzzo. La massa volumica media del granulo in condizioni s.s.a. deve essere pari o superiore a 2300 kg/m^3 . A questa prescrizione si potrà derogare solo in casi di comprovata impossibilità di approvvigionamento locale, purché si continuino a rispettare le prescrizioni in termini di resistenza caratteristica a compressione e di durabilità.

Gli inerti naturali, spaccati, lavati, non gelivi e non friabili, saranno privi di sostanze organiche limose e argillose, in proporzione nocive all'indurimento del conglomerato ed alla conservazione dell'armatura. Gli aggregati dovranno, inoltre, rispettare i requisiti minimi imposti dalla norma UNI 8520 parte 2 relativamente al contenuto di sostanze nocive, in particolare:

- il contenuto di solfati solubili in acido (espressi come SO₃ da determinarsi con la procedura prevista dalla UNI-EN 1744-1 punto 12) dovrà risultare inferiore allo 0,2% sulla massa dell'aggregato indipendentemente se l'aggregato è grosso oppure fine (aggregati con classe di contenuto di solfati AS0,2);
- il contenuto totale di zolfo (da determinarsi con UNI-EN 1744-1 punto 11) dovrà risultare inferiore allo 0,1%;
- non dovranno contenere forme di silice amorfa alcali-reattiva o in alternativa dovranno evidenziare espansioni su prismi di malta, valutate con la prova accelerata e/o con la prova a lungo termine in accordo alla metodologia prevista dalla UNI 8520-22, inferiori ai valori massimi riportati nel prospetto 6 della UNI 8520 parte 2.

In attesa di specifiche normative sugli aggregati di riciclo è consentito l'uso di aggregati grossi provenienti da riciclo, secondo i limiti di cui alla Tabella che segue, a condizione che il calcestruzzo possenga i requisiti reologici, meccanici e di durabilità previsti in progetto. Per tali aggregati, le prove di controllo di produzione in fabbrica saranno effettuate secondo i prospetti H1, H2 ed H3 dell'annesso ZA della norma UNI EN 12620; per le parti rilevanti, devono essere effettuate ogni 100 ton di aggregato prodotto e, comunque, negli impianti di riciclo, per ogni giorno di produzione.

Origine del materiale da riciclo	Rck [MPa]	Percentuale di impiego
Demolizioni di edifici (macerie)	= 10	fino al 100%
Demolizioni di solo cls e c.a.	≤ 37	≤ 30%
	≤ 25	fino al 60%
Riutilizzo interno negli stabilimenti di prefabbricazione qualificati – da qualsiasi classe di calcestruzzi >C(45/55)	≤ 55	fino al 15%
	Stessa classe del calcestruzzo d'origine	fino al 5%

Tabella 1 – Percentuali di impiego di aggregati di riciclo (D.M. 14/01/2008).

Al fine di individuare i requisiti chimico-fisici aggiuntivi rispetto a quelli fissati per gli aggregati naturali, che gli aggregati riciclati devono rispettare, in funzione della destinazione finale del calcestruzzo e delle sue proprietà prestazionali, occorrerà fare specifico riferimento alla UNI 8520 parti 1 e 2.

Per il confezionamento del calcestruzzo dovranno essere impiegati aggregati appartenenti a non meno di due classi granulometriche diverse. La percentuale di impiego di ogni singola classe granulometrica verrà stabilita dal produttore con l'obiettivo di conseguire i requisiti di lavorabilità e di resistenza alla segregazione. La curva granulometrica ottenuta dalla combinazione degli aggregati disponibili, inoltre, sarà quella capace di soddisfare le esigenze di posa in opera richieste dall'impresa (ad esempio, pompabilità), e quelle di resistenza meccanica a compressione e di durabilità richieste per il conglomerato.

La dimensione massima dell'aggregato dovrà essere non maggiore di $\frac{1}{4}$ della sezione minima dell'elemento da realizzare, dell'interferro ridotto di 5 mm, dello spessore del copriferro aumentato del 30% (in accordo anche con quanto stabilito dagli Eurocodici).

Per quanto concerne la durabilità delle opere ogni calcestruzzo dovrà soddisfare i seguenti requisiti di durabilità in accordo con quanto richiesto dalle norme **UNI 11104 e UNI-EN 206-1** e dalle **Linee Guida sul Calcestruzzo Strutturale** in base alla classe (alle classi) di esposizione ambientale della struttura cui il calcestruzzo è destinato:

- **CALCESTRUZZO PER STRUTTURE DI FONDAZIONE E DI ELEVAZIONE RELATIVE AI MANUFATTI E VASCHE DELL'IMPIANTO DI DEPURAZIONE POSTI A DIRETTO CONTATTO CON ACQUE REFLUE:**
 - calcestruzzo a prestazione garantita (UNI EN 206-1);
 - classe di esposizione e durabilità: XC4+XA1 (UNI EN 11104);
 - rapporto (a/c)max: 0,50;
 - classe minima di resistenza caratteristica a compressione C32/40;
 - resistenza caratteristica minima in opera: 40 N/mm²;
 - classe di consistenza al getto: S4;
 - contenuto minimo di cemento: 340 kg/m³;
 - Dmax dell'aggregato: 25/28 mm;
 - copriferro minimo nominale:
 - fondazioni: 30 mm lato magrone, 50 mm lato refluo; 40 mm in genere;
 - elevazioni e pareti vasche e manufatti: 40 mm;
 - solette e cordoli: 30 mm;
 - eventuali getti direttamente controterra: 70 mm.
- **CALCESTRUZZO PER RIPRISTINI STRUTTURALI E GETTI STRUTTURALI INTEGRATIVI:**
 - calcestruzzo a prestazione garantita (UNI EN 206-1);
 - classe di esposizione e durabilità: XC4+XF3+XA2 (UNI EN 11104);
 - rapporto (a/c)max: 0,50;
 - classe minima di resistenza caratteristica a compressione C32/40;
 - resistenza caratteristica minima in opera: 40 N/mm²;
 - classe di consistenza al getto: S5;
 - contenuto minimo di cemento: 340 kg/m³;
 - Dmax dell'aggregato: 15 mm;
 - copriferro minimo nominale:
 - fondazioni (solo lato interno vasche): 40 mm;
 - pareti vasche e manufatti (solo lato interno vasche): 40 mm;
- **CALCESTRUZZO PER STRUTTURE DI FONDAZIONE E DI ELEVAZIONE RELATIVE AI MANUFATTI MINORI QUALI, POZZETTI, SPALLE TUBI, PLINTI, CORDOLI, ECC.:**
 - calcestruzzo a prestazione garantita (UNI EN 206-1);
 - classe di esposizione e durabilità: XC2 (UNI EN 11104);

- rapporto (a/c)max: 0,60;
- classe minima di resistenza caratteristica a compressione C25/30;
- resistenza caratteristica minima in opera: 30 N/mm²;
- classe di consistenza al getto: S4;
- contenuto minimo di cemento: 300 kg/m³;
- Dmax dell'aggregato: 25/28 mm;
- copriferro minimo nominale:
 - fondazioni: 30 mm lato magrone, 50 mm lato reflu; 40 mm in genere;
 - elevazioni e solette: 40 mm;
 - eventuali getti direttamente controterra: 70 mm.
- **CALCESTRUZZO PER SOLAIO, TRAVI E CORDOLI LOCALI TECNICI:**
 - calcestruzzo a prestazione garantita (UNI EN 206-1);
 - classe di esposizione e durabilità: XC1 / XC2 (UNI EN 11104);
 - rapporto (a/c)max: 0,60;
 - classe minima di resistenza caratteristica a compressione C25/30;
 - resistenza caratteristica minima in opera: 30 N/mm²;
 - classe di consistenza al getto: S4;
 - contenuto minimo di cemento: 300 kg/m³;
 - Dmax dell'aggregato: 25/28 mm;
 - copriferro minimo nominale: 25 mm lato intonaco interno; 30 mm lato esterno.

Il contenuto di aria in ogni miscela prodotta dovrà essere determinato in accordo alla procedura descritta alla norma UNI EN 12350-7 conforme a quanto indicato nella tabella 3.1 (in funzione del diametro massimo dell'aggregato e dell'eventuale esposizione alla classe XF: strutture soggette a cicli di gelo/disgelo in presenza o meno di sali disgelanti).

Per la produzione del calcestruzzo dovranno essere impiegate le acque potabili e quelle di riciclo conformi alla UNI EN 1008:2003.

L'essudamento di acqua di bleeding dovrà risultare non superiore allo 0,1% in conformità alla norma UNI 7122.

3.1.2 Qualifica del conglomerato cementizio

In accordo alle Norme Tecniche per le Costruzioni per la produzione del calcestruzzo si possono configurare due differenti possibilità:

- 1) calcestruzzo prodotto senza processo industrializzato;
- 2) calcestruzzo prodotto con processo industrializzato;

Il caso 1) si verifica nella produzione limitata di calcestruzzo direttamente effettuata in cantiere mediante processi di produzione temporanei e non industrializzati. In tal caso la produzione deve essere effettuata sotto la diretta vigilanza del Direttore dei Lavori. Il D.M. 14/01/2008 prevede, in questo caso, la qualificazione iniziale delle miscele per mezzo della “Valutazione preliminare della Resistenza” (par. 11.2.3 delle Norme Tecniche per le Costruzioni) effettuata sotto la responsabilità dell'appaltatore o committente, prima dell'inizio della costruzione dell'opera, attraverso idonee prove preliminari atte ad accertare la resistenza caratteristica per ciascuna miscela omogenea di conglomerato che verrà utilizzata per la costruzione dell'opera. La qualificazione iniziale di tutte le miscele utilizzate deve effettuarsi per mezzo di prove certificate da parte dei laboratori di cui all'art. 59 del D.P.R. n. 380/2001 (Laboratori Ufficiali).

Nella relazione di prequalifica, nel caso di calcestruzzo prodotti senza processo industrializzato l'appaltatore dovrà fare esplicito riferimento a:

- materiali che si intendono utilizzare, indicandone provenienza, tipo e qualità;
- documenti sulla marcatura CE dei materiali costituenti;
- massa volumica reale s.s.a. e assorbimento, per ogni classe di aggregato, valutati secondo la Norma UNI 8520 parti 13a e 16a;
- studio granulometrico per ogni tipo e classe di calcestruzzo;
- tipo, classe e dosaggio del cemento;
- rapporto acqua-cemento;
- massa volumica del calcestruzzo fresco e calcolo della resa;
- classe di esposizione ambientale a cui è destinata la miscela;
- tipo e dosaggio degli eventuali additivi;
- proporzionamento analitico della miscela e resa volumetrica;
- classe di consistenza del calcestruzzo;
- risultati delle prove di resistenza a compressione;
- curve di resistenza nel tempo (almeno per il periodo 2÷28 giorni);
- caratteristiche dell'impianto di confezionamento e stato delle tarature;
- sistemi di trasporto, di posa in opera e maturazione dei getti.

Il caso 2) è trattato dal D.M. 14/01/2008 al punto 11.2.8 che definisce come calcestruzzo prodotto con processo industrializzato quello prodotto mediante impianti, strutture e tecniche organizzate sia in cantiere che in uno stabilimento esterno al cantiere stesso.

Di conseguenza in questa fattispecie rientrano, a loro volta, tre tipologie di produzione del calcestruzzo:

- calcestruzzo prodotto in impianti industrializzati fissi;
- calcestruzzo prodotto negli stabilimenti di prefabbricazione;
- calcestruzzo prodotto in impianti industrializzati installati nei cantieri (temporanei).

In questi casi gli impianti devono essere idonei ad una produzione costante, disporre di apparecchiature adeguate per il confezionamento, nonché di personale esperto e di attrezzature idonee a provare, valutare e correggere la qualità del prodotto.

Al fine di contribuire a garantire quest'ultimo punto, gli impianti devono essere dotati di un sistema di controllo permanente della produzione allo scopo di assicurare che il prodotto abbia i requisiti previsti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni e che tali requisiti siano costantemente mantenuti fino alla posa in opera.

Tale sistema di controllo non deve confondersi con l'ordinario sistema di gestione della qualità aziendale, al quale può affiancarsi.

Il sistema di controllo della produzione in fabbrica dovrà essere certificato da un organismo terzo indipendente di adeguata competenza e organizzazione, che opera in coerenza con la UNI EN 45012. A riferimento per tale certificazione devono essere prese le Linee Guida sul calcestruzzo preconfezionato editate dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici allo scopo di ottenere un calcestruzzo di adeguate caratteristiche fisiche, chimiche e meccaniche.

Il sistema di controllo di produzione in fabbrica dovrà comprendere le prove di autocontrollo, effettuate a cura del produttore secondo quanto previsto dalle Linee Guida sul calcestruzzo preconfezionato. L'organismo di certificazione dovrà, nell'ambito dell'ispezione delle singole unità produttive, verificare anche i laboratori utilizzati per le prove di autocontrollo interno. In virtù di tale verifica e sorveglianza del controllo di produzione le prove di autocontrollo della produzione sono sostitutive di quelle effettuate dai laboratori ufficiali.

Il programma delle prove di autocontrollo deve essere sviluppato in maniera tale da assicurare il rispetto dei disposti normativi per le numerose miscele prodotte, ma essere nel

contempo contenuto in maniera tale da agevolarne l'applicazione, in virtù dell'elevato numero delle miscele prodotte in generale in un impianto di calcestruzzo preconfezionato.

È compito della Direzione Lavori accertarsi che i documenti che accompagnano ogni fornitura in cantiere indichino gli estremi della certificazione del sistema di controllo della produzione.

Ove opportuno il Direttore dei Lavori potrà richiedere la relazione preliminare di qualifica ed i relativi allegati (es. certificazione della marcatura CE degli aggregati, del cemento, etc.).

3.1.3 Posa in opera e tolleranze esecutive

Al momento della messa in opera del conglomerato è obbligatoria la presenza di almeno un membro dell'ufficio della Direzione Lavori incaricato a norma di legge e di un responsabile tecnico dell'impresa appaltatrice.

Prima di procedere alla messa in opera del calcestruzzo, sarà necessario adottare tutti quegli accorgimenti atti ad evitare qualsiasi sottrazione di acqua dall'impasto. In particolare, in caso di casseforme in legno, andrà eseguita un'accurata bagnatura delle superfici.

È proibito eseguire il getto del conglomerato quando la temperatura esterna scende al disotto dei + 0° C se non si prendono particolari sistemi di protezione del manufatto concordati e autorizzati dalla D.L. anche qualora la temperatura ambientale superi i 33° C.

Lo scarico del calcestruzzo dal mezzo di trasporto nelle casseforme si effettua applicando tutti gli accorgimenti atti ad evitare la segregazione.

Per la compattazione del getto dovranno essere adoperati vibratori a parete o ad immersione. Nel caso si adoperi il sistema di vibrazione ad immersione, l'ago vibrante deve essere introdotto verticalmente e spostato, da punto a punto nel calcestruzzo, ogni 50 cm circa; la durata della vibrazione verrà protratta nel tempo in funzione della classe di consistenza del calcestruzzo (*tabella 2*).

Classe di consistenza	Tempo minimo di immersione dell'ago nel cls (s)
S1	25 - 30
S2	20 - 25
S3	15 - 20
S4	10 - 15
S5	5 - 10
F6	0 - 5
SCC	<i>Non necessita compattazione (salvo indicazioni specifiche della D.L.)</i>

Tabella 2 – Relazione tra classe di consistenza e tempo di vibrazione del conglomerato.

Nel caso siano previste riprese di getto sarà obbligo dell'appaltatore procedere ad una preliminare rimozione, mediante scarifica con martello, dello strato corticale di calcestruzzo già parzialmente indurito. Tale superficie, che dovrà possedere elevata rugosità (asperità di circa 5 mm) verrà opportunamente bagnata per circa due ore prima del getto del nuovo strato di calcestruzzo.

Qualora alla struttura sia richiesta la tenuta idraulica, lungo la superficie scarificata verranno disposti dei giunti “water-stop” in materiale bentonitico idroespansivo. I profili “water-stop” saranno opportunamente fissati nella scanalatura a “V” appositamente preparata e disposti in maniera tale da non interagire con le armature.

I distanziatori utilizzati per garantire i copriferri ed eventualmente le reciproche distanze tra le barre di armatura, dovranno essere in plastica o a base di malta cementizia di forma e geometria tali da minimizzare la superficie di contatto con il cassero.

Per quanto concerne le **tolleranze esecutive** nelle opere finite gli scostamenti ammissibili (tolleranze) rispetto alle dimensioni e/o quote dei progetti sono riportate di seguito; per i vari elementi strutturali; lo scostamento “S” è espresso in cm:

a) Fondazioni in genere (plinti, travi rovesce e platee):

- posizionamento rispetto alle coordinate di progetto: $S = \pm 1,0 \text{ cm}$
- dimensioni in pianta : $S = \pm 1,0 \text{ cm}$
- dimensioni in altezza (superiore) $S = \pm 1,0 \text{ cm}$
- quota altimetrica estradosso $S = \pm 1,0 \text{ cm}$

b) Strutture in elevazione in genere (muri, pareti e pilastri):

- posizionamento rispetto alle coordinate
e/ o agli allineamenti di progetto: $S = \pm 1,0 \text{ cm}$
- dimensione in pianta: $S = \pm 1,0 \text{ cm}$
- spessore pilastri, muri e setti: $S = \pm 0,5 \text{ cm}$
- quota altimetrica sommità: $S = \pm 1,0 \text{ cm}$
- verticalità per $H \leq 600 \text{ cm}$ $S = \pm 1,0 \text{ cm}$
- verticalità per $H > 600 \text{ cm}$ $S = \pm H/12$

c) Solette e travi/cordoli in genere:

- spessore: $S = \pm 0,5 \text{ cm}$
- quota altimetrica estradosso: $S = \pm 1,0 \text{ cm}$

In ogni caso gli scostamenti dimensionali negativi non devono ridurre i copriferri minimi prescritti dal progetto.

3.1.4 Casseforme, disarmo e stagionatura dei getti

Per tali opere provvisorie l'impresa comunicherà preventivamente alla Direzione Lavori il sistema e le modalità esecutive che intende adottare, ferma restando l'esclusiva responsabilità dell'impresa stessa per quanto riguarda la progettazione e l'esecuzione di tali opere provvisorie e la loro rispondenza a tutte le norme di legge ed ai criteri di sicurezza che comunque possono riguardarle. Il sistema prescelto dovrà comunque essere atto a consentire la realizzazione delle opere in conformità alle disposizioni contenute nel progetto esecutivo.

Nella progettazione e nella esecuzione delle armature di sostegno delle centinature e delle attrezzature di costruzione, l'impresa è tenuta a rispettare le norme, le prescrizioni ed i vincoli che eventualmente venissero imposti da Enti, Uffici e persone responsabili riguardo alla zona interessata.

Tutte le attrezzature dovranno essere dotate degli opportuni accorgimenti affinché, in ogni punto della struttura, la rimozione dei sostegni sia regolare ed uniforme.

Viene prescritto l'uso di casseforme metalliche o di materiali fibrocompressi o compensati (tavolati in legno); in ogni caso esse dovranno avere dimensioni e spessori sufficienti ad essere opportunamente irrigidite o controventate per assicurare l'ottima riuscita delle superfici dei getti e delle opere e la loro perfetta rispondenza ai disegni di progetto.

Nel caso di eventuale utilizzo di casseforme in legno, si dovrà curare che le stesse siano eseguite con tavole a bordi paralleli e ben accostate, in modo che non abbiano a presentarsi, dopo il disarmo, sbavature o disuguaglianze sulle facce in vista del getto. In ogni caso l'appaltatore avrà cura di trattare le casseforme, prima del getto, con idonei prodotti disarmanti conformi alla norma UNI 8866. Le parti componenti i casseri debbono essere a perfetto contatto e sigillate con idoneo materiale per evitare la fuoriuscita di boiacca cementizia.

Nel caso, infine, di cassetta a perdere, inglobata nell'opera, occorre verificare la sua funzionalità, se è elemento portante, e che non sia dannosa, se è elemento accessorio.

Prima del getto le casseforme dovranno essere pulite per l'eliminazione di qualsiasi traccia di materiale che possa compromettere l'estetica del manufatto quali polvere, terriccio etc. Dove e quando necessario si farà uso di prodotti disarmanti disposti in strati omogenei continui, su tutte le casseforme di una stessa opera dovrà essere usato lo stesso prodotto.

Nel caso di utilizzo di casseforme impermeabili, per ridurre il numero delle bolle d'aria sulla superficie del getto si dovrà fare uso di disarmante con agente tensioattivo in quantità controllata e la vibrazione dovrà essere contemporanea al getto.

L'impresa esecutrice avrà l'obbligo di predisporre in corso di esecuzione quanto è previsto nei disegni costruttivi per ciò che concerne fori, tracce, cavità, incassature, etc. per la posa in opera di apparecchi accessori quali giunti, appoggi, smorzatori sismici, pluviali, passi d'uomo, passerelle d'ispezione, sedi di tubi e di cavi, opere interruttive, sicurvia, parapetti, mensole, segnalazioni, parti d'impianti, ecc..

Si potrà procedere alla rimozione delle casseforme dai getti quando saranno state raggiunte le prescritte resistenze. In assenza di specifici accertamenti, l'appaltatore dovrà attenersi a quanto stabilito dalle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008.

Le eventuali irregolarità o sbavature, qualora ritenute tollerabili, dovranno essere asportate mediante scarifica meccanica o manuale ed i punti difettosi dovranno essere ripresi accuratamente con malta cementizia a ritiro compensato immediatamente dopo il disarmo, previa bagnatura a rifiuto delle superfici interessate.

Eventuali elementi metallici, quali chiodi o reggette che dovessero sporgere dai getti, dovranno essere tagliati almeno 0,5 cm sotto la superficie finita e gli incavi risultanti verranno accuratamente sigillati con malta fine di cemento.

Il calcestruzzo, al termine della messa in opera e successiva compattazione, deve essere stagionato e protetto dalla rapida evaporazione dell'acqua di impasto e dall'essiccamento degli strati superficiali (fenomeno particolarmente insidioso in caso di elevate temperature ambientali e forte ventilazione). Per consentire una corretta stagionatura è necessario mantenere costantemente umida la struttura realizzata; l'appaltatore è responsabile della corretta esecuzione della stagionatura che potrà essere condotta mediante:

- la permanenza entro casseri del conglomerato;
- l'applicazione, sulle superfici libere, di specifici film di protezione mediante la distribuzione nebulizzata di additivi stagionanti (agenti di curing);
- l'irrorazione continua del getto con acqua nebulizzata;
- la copertura delle superfici del getto con fogli di polietilene, sacchi di iuta o tessuto non tessuto mantenuto umido in modo che si eviti la perdita dell'acqua di idratazione;
- la creazione attorno al getto, con fogli di polietilene od altro, di un ambiente mantenuto saturo di umidità;
- la creazione, nel caso di solette e getti a sviluppo orizzontale, di un cordolo perimetrale (in sabbia od altro materiale rimovibile) che permetta di mantenere la superficie ricoperta da un costante velo d'acqua.

I prodotti filmogeni di protezione non possono essere applicati lungo i giunti di costruzione, sulle riprese di getto o sulle superfici che devono essere trattate con altri materiali.

Al fine di assicurare alla struttura un corretto sistema di stagionatura in funzione delle condizioni ambientali, della geometria dell'elemento e dei tempi di scasseratura previsti, l'appaltatore, previa informazione alla direzione dei lavori, eseguirà verifiche di cantiere che assicurino l'efficacia delle misure di protezione adottate.

Sarà obbligatorio procedere alla maturazione dei getti per almeno 7 giorni consecutivi. Qualora dovessero insorgere esigenze particolari per sospendere la maturazione esse dovranno essere espressamente autorizzate dalla direzione dei lavori.

Nel caso di superfici orizzontali non caserate (pavimentazioni, platee di fondazione...) dovrà essere effettuata l'operazione di bagnatura continua con acqua non appena il conglomerato avrà avviato la fase di presa. Le superfici verranno mantenute costantemente umide per almeno 7 giorni. Per i getti confinati entro casseforme l'operazione di bagnatura verrà avviata al momento della rimozione dei casseri, se questa avverrà prima di

7 giorni. Per eventuali calcestruzzi con classe di resistenza a compressione maggiore o uguale di C40/50 la maturazione deve essere curata in modo particolare.

3.1.5 Controlli in corso d'opera

La Direzione Lavori eseguirà controlli in corso d'opera per verificare la conformità tra le caratteristiche del conglomerato messo in opera e quello stabilito dal progetto e garantito in sede di valutazione preliminare.

Il controllo di accettazione va eseguito su miscele omogenee di conglomerato e, in funzione del quantitativo di conglomerato accettato, può essere condotto mediante (Norme Tecniche cap. 11):

- **controllo di tipo “A”;**
- **controllo di tipo “B”** (obbligatorio nelle costruzioni con più di 1500 m³ di miscela omogenea).

Il prelievo del conglomerato per i controlli di accettazione si deve eseguire a “bocca di betoniera”, conducendo tutte le operazioni in conformità con le prescrizioni indicate nelle Norme Tecniche per le costruzioni e nella norma UNI-EN 206-1 (non prima di aver scaricato almeno 0.3 m³ di conglomerato).

Il prelievo di calcestruzzo dovrà essere eseguito alla presenza della D.L. o di un suo incaricato.

In particolare i campioni di calcestruzzo devono essere preparati con casseforme rispondenti alla norma UNI EN 12390-1, confezionati secondo le indicazioni riportate nella norma UNI EN 12390-2 e provati presso un laboratorio Ufficiale secondo la UNI EN 12390-3. Le casseforme devono essere realizzate con materiali rigidi al fine di prevenire deformazioni durante le operazioni di preparazione dei provini, devono essere a tenuta stagna e non assorbenti. La geometria delle casseforme deve essere cubica di lato pari a 150 mm o cilindrica con diametro d pari a 150 mm ed altezza h 300 mm.

Il prelievo del calcestruzzo deve essere effettuato non prima di aver scaricato 0,3 m³ di calcestruzzo e preferibilmente a metà dello scarico della betoniera. Il conglomerato sarà versato tramite canaletta all'interno di una carriola in quantità pari a circa 2 volte superiore a quello necessario al confezionamento dei provini. Il materiale versato verrà omogeneizzato con l'impiego di una sassola.

È obbligatorio inumidire tutti gli attrezzi necessari al campionamento (carriola, sessola) prima di utilizzarli, in modo tale da non modificare il contenuto di acqua del campione di materiale prelevato.

Prima del riempimento con il conglomerato, le casseforme andranno pulite e trattate con un liquido disarmante.

Per la compattazione del calcestruzzo entro le casseforme è previsto l'uso di uno dei seguenti mezzi:

- pestello di compattazione metallico a sezione circolare e con le estremità arrotondate, con diametro di circa 16 mm e lunghezza di circa 600 mm;
- barra dritta metallica a sezione quadrata, con lato di circa 25 mm e lunghezza di circa 380 mm;
- vibratore interno con frequenza minima di 120 Hz e diametro non superiore ad $\frac{1}{4}$ della più piccola dimensione del provino;
- tavola vibrante con frequenza minima pari a 40 Hz.

Il riempimento della cassaforma deve avvenire per strati successivi di 75 mm, ciascuno dei quali accuratamente compattati senza produrre segregazioni o comparsa di acqua sulla superficie.

Nel caso di compattazione manuale, ciascuno strato verrà assestato fino alla massima costipazione, avendo cura di martellare anche le superficie esterne del cassero.

Nel caso si impieghi il vibratore interno, l'ago non dovrà toccare lungo le pareti verticali e sul fondo della cassatura.

La superficie orizzontale del provino verrà spianata con un movimento a sega, procedendo dal centro verso i bordi esterni.

Su tale superficie verrà applicata (annegandola nel calcestruzzo) un'etichetta di plastica/cartoncino rigido sulla quale verrà riportata l'identificazione del campione con inchiostro indelebile; l'etichetta sarà siglata dalla direzione dei lavori al momento del confezionamento dei provini.

L'esecuzione del prelievo deve essere accompagnata dalla stesura di un verbale di prelievo che riporti le seguenti indicazioni:

- identificazione del campione;
- tipo di calcestruzzo;
- numero di provini effettuati;
- codice del prelievo;

- metodo di compattazione adottato;
- numero del documento di trasporto;
- ubicazione del getto per il puntuale riferimento del calcestruzzo messo in opera;
- identificazione del cantiere e dell'impresa appaltatrice;
- data e ora di confezionamento dei provini;
- la firma della D.L. in caso di opere particolari, soggette a sorveglianza da parte di Enti ministeriali; il verbale di prelievo dovrà riportare anche la firma dell'Ingegnere incaricato della sorveglianza in cantiere.

Al termine del prelievo, i provini verranno posizionati al di sopra di una superficie orizzontale piana in una posizione non soggetta ad urti e vibrazioni.

Il calcestruzzo campionato deve essere lasciato all'interno delle casseforme per almeno 16 h (in ogni caso non oltre i 3 giorni). In questo caso sarà opportuno coprire i provini con sistemi isolanti o materiali umidi (es. sacchi di juta, tessuto non tessuto...). Trascorso questo tempo i provini dovranno essere consegnati presso il Laboratorio incaricato di effettuare le prove di schiacciamento dove, una volta rimossi dalle casseforme, devono essere conservati in acqua alla temperatura costante di 20 ± 2 °C oppure in ambiente termostato posto alla temperatura di 20 ± 2 °C ed umidità relativa superiore al 95%.

Nel caso in cui i provini vengano conservati immersi nell'acqua, il contenitore deve avere dei ripiani realizzati con griglie (è consentito l'impiego di reti elettrosaldate) per fare in modo che tutte le superfici siano a contatto con l'acqua.

L'impresa appaltatrice sarà responsabile delle operazioni di corretta conservazione dei provini campionati e della loro custodia in cantiere prima dell'invio al Laboratorio incaricato di effettuare le prove di schiacciamento. Inoltre, l'impresa appaltatrice sarà responsabile del trasporto e della consegna dei provini di calcestruzzo al Laboratorio Ufficiale unitamente ad una lettera ufficiale di richiesta prove firmata dalla Direzione Lavori.

Qualora per esigenze legate alla logistica di cantiere o ad una rapida messa in servizio di una struttura o di porzioni di essa si rende necessario prescrivere un valore della resistenza caratteristica a tempi inferiori ai canonici 28 giorni o a temperature diverse dai 20 °C i controlli di accettazione verranno effettuati con le stesse modalità sopra descritte fatta eccezione per le modalità di conservazione dei provini che verranno mantenuti in adiacenza alla struttura o all'elemento strutturale per il quale è stato richiesto un valore della resistenza caratteristica a tempi e temperature inferiori a quelle canoniche. Resta inteso che in queste situazioni rimane sempre l'obbligo di confezionare e stagionare anche i provini per 28 giorni a

20 °C e U.R. del 95% per valutare la rispondenza del valore caratteristico a quello prescritto in progetto.

I certificati emessi dal Laboratorio dovranno contenere tutte le informazioni richieste al punto 11.2.5.3 delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 14/01/2008.

3.1.6 Elementi e manufatti prefabbricati

Per quanto concerne la fornitura di elementi prefabbricati (quali ad esempio manufatti scatolari, tubi, pozzetti, travetti per solaio, ecc.) è fatto obbligo all'appaltatore di esibire, prima dell'accettazione della fornitura, adeguata relazione dettagliata di calcolo che illustri le modalità di posa in opera dei prefabbricati, nonché i calcoli esecutivi di dimensionamento e verifica ai sensi delle NTC-2008 secondo i parametri di progetto previsti nella presente *Relazione di calcolo strutturale*.

Dovranno, inoltre, essere esibiti gli schemi esecutivi dei ferri d'armatura per consentire di valutare il comportamento d'insieme del manufatto.

In ultimo dovranno essere resi disponibili il certificato relativo alla produzione in serie di manufatti prefabbricati oltre ai certificati di prova sui materiali e al certificato CE secondo normativa Comunitaria vigente.

I manufatti prefabbricati e i relativi elaborati esecutivi (relazione di calcolo, disegni tecnici) dovranno essere firmati da progettista abilitato per conto del produttore e preventivamente approvati dalla D.L. al fine del nulla osta alla loro fornitura e utilizzo nonché del loro deposito strutturale ai sensi della Legge 1086/71 e del D.P.R. 380/2001.

3.2 Acciaio

L'acciaio da cemento armato ordinario comprende:

- **barre d'acciaio tipo B450C** ($6 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 50 \text{ mm}$), rotoli ($6 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 16 \text{ mm}$);
- prodotti raddrizzati ottenuti da rotoli ammessi senza limitazioni con diametri $\leq 16 \text{ mm}$;
- **reti elettrosaldate tipo B450C**;
- tralicci elettrosaldati.

Le strutture in carpenteria metallica per parapetti, grigliati, ecc. saranno realizzate in acciaio da carpenteria **classe S275JR**; profilati, tubolari e lamiere dovranno essere prodotti secondo la norma UNI EN 10025, UNI EN 10210, UNI EN 10219 o norme equivalenti (per le caratteristiche meccaniche fare riferimento agli Elaborati grafici di progetto) con riferimento a

quanto previsto dalle NTC-2008, dalla D.G.R. 19 gennaio 2010 n. 11-13058 e ss.mm.ii. e secondo i parametri di progetto. I manufatti e gli elementi in carpenteria metallica dovranno essere preventivamente sottoposti ad apposita **zincatura a caldo** secondo norma UNI EN ISO 1461 o alla norma EN 10326 o equivalenti. **Bulloneria, giunzioni e saldature** dovranno essere eseguite secondo norma UNI 5592, 6592, 5737, UNI EN 14399, UNI EN ISO 898, UNI EN ISO 20898-2, UNI EN 4016 e UNI 7278. Le eventuali bullonature dovranno avere marcatura CE.

I **profili tubolari per la realizzazione dei micropali** delle fondazioni del ponte stradale, saranno in acciaio da carpenteria classe S355JR (FE510), prodotti secondo le norme UNI EN 10025, UNI EN 10210, UNI EN 10219 o norme equivalenti, recanti la Marcatura CE, cui si applica il sistema di attestazione della conformità 2+, e per i quali si rimanda a quanto specificato al punto A del § 11.1 del D.M. 14.01.2008. Per i prodotti per cui non sia applicabile la marcatura CE, si rimanda a quanto specificato al punto B del §11.1 del citato Decreto e si applica la procedura di cui al § 11.3.4.11.

I tubolari in progetto dovranno avere le seguenti caratteristiche tecniche:

- classe di resistenza: S355; (Fe 510)
- tensione di rottura: 510 N/mm²;
- tensione di snervamento: 355 N/mm²;
- modulo elastico: 206000 N/mm²;
- densità: 78 kN/m³;
- diametro esterno: 139,7 mm;
- spessore: 8,0 mm;
- massa lineica: 26,0 kg/ml;
- area: 33,1 cm²
- momento d'inerzia della sezione J: 720 cm⁴
- modulo di resistenza elastico della sezione We: 103 cm³
- modulo di resistenza plastico della sezione Wp: 139 cm³

Ognuno dei prodotti suddetti dovrà rispondere alle caratteristiche richieste dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. 14.01.2008, che specifica le caratteristiche tecniche che devono essere verificate, i metodi di prova, le condizioni di prova e il sistema per l'attestazione di conformità per gli acciai destinati alle costruzioni in cemento armato che ricadono sotto la Direttiva Prodotti CPD (89/106/EC).

L'acciaio dovrà essere qualificato all'origine, deve portare impresso, ove prescritto dalle suddette norme, il marchio indelebile che lo renda costantemente riconoscibile e riconducibile inequivocabilmente allo stabilimento di produzione.

3.2.1 Proprietà meccaniche

Le proprietà meccaniche devono essere in accordo con quanto specificato in EN 10080 e nelle Norme Tecniche per le Costruzioni del 14/01/2008.

Proprietà	Valore caratteristico
f_y (N/mm ²)	$\geq 450 \alpha$
f_t (N/mm ²)	$\geq 540 \alpha$
f_t/f_y	$\geq 1,15 \beta$ $\leq 1,35 \beta$
A_{gt} (%)	$\geq 7,5 \beta$
$f_y/f_{y,nom}$	$\leq 1,25 \beta$
α	valore caratteristico con $p = 0,95$
β	valore caratteristico con $p = 0,90$

Tabella 3 – Proprietà meccaniche secondo il D.M. 14/01/2008.

In aggiunta a quanto sopra riportato si possono richiedere le seguenti caratteristiche aggiuntive Tipo SISMIC:

Proprietà	Valore caratteristico
Resistenza a fatica assiale	2 milioni di cicli
Resistenza a fatica oligociclica	3 cicli/sec con deformazione 1,5÷4%
Idoneità al raddrizzamento dopo piega	Integrità
Controllo radiometrico	superato, ai sensi del D.Lgs. 230/1995 D. Lgs. 241/2000

Tabella 4 – Proprietà aggiuntive.

3.2.2 Controlli sull'acciaio

In cantiere è ammessa esclusivamente la fornitura e l'impiego di acciai saldabili e ad aderenza migliorata, qualificati secondo le procedure indicate nel D.M. 14.01.2008 al punto 11.3.1.6 e controllati con le modalità riportate nei punti 11.3.2.11 e 11.3.2.12 del citato decreto.

Tutte le forniture di acciaio devono essere accompagnate da copia dell'attestato di qualificazione rilasciato dal Consiglio Superiore dei LL.PP. - Servizio Tecnico Centrale.

Le forniture effettuate da un commerciante o da un trasformatore intermedio dovranno essere accompagnate da copia dei documenti rilasciati dal produttore e completati con il riferimento al documento di trasporto del commerciante o trasformatore intermedio. In quest'ultimo caso per gli elementi presaldati, presagomati o preassemblati in aggiunta agli attestati di qualificazione dovranno essere consegnati i certificati delle prove fatte eseguire dal Direttore del Centro di Trasformazione. Tutti i prodotti forniti in cantiere dopo l'intervento di un trasformatore intermedio devono essere dotati di una specifica marcatura che identifichi in modo inequivocabile il centro di trasformazione stesso, in aggiunta alla marcatura del prodotto di origine.

La Direzione Lavori prima della messa in opera potrà verificare quanto sopra indicato; in particolare dovrà provvedere a verificare la rispondenza tra la marcatura riportata sull'acciaio con quella riportata sui certificati consegnati. La mancata marcatura, la non corrispondenza a quanto depositato o la sua illeggibilità, anche parziale, rendono il prodotto non impiegabile e, pertanto, le forniture dovranno essere rifiutate.

Il Direttore dei Lavori eseguirà i controlli di accettazione sull'acciaio consegnato in cantiere, in conformità con le indicazioni contenute nel D.M. 14.01.2008 al punto 11.3.2.10.4.

Il campionamento ed il controllo di accettazione dovrà essere effettuato entro 30 giorni dalla data di consegna del materiale.

All'interno di ciascuna fornitura consegnata e per ogni diametro delle barre in essa contenuta, si dovrà procedere al campionamento di tre spezzoni di acciaio di lunghezza complessiva pari a 100 cm ciascuno, sempre che il marchio e la documentazione di accompagnamento dimostrino la provenienza del materiale da uno stesso stabilimento. In caso contrario i controlli devono essere estesi agli altri diametri della partita.

Non saranno accettati quei fasci di acciaio contenenti barre di differente marcatura.

Il prelievo dei campioni in cantiere e la consegna al Laboratorio Ufficiale incaricato dei controlli verrà effettuato dal Direttore dei Lavori o di un tecnico da lui delegato; la consegna delle barre di acciaio campionate, identificate mediante sigle o etichettature indelebili, dovrà essere accompagnata da una richiesta di prove sottoscritta dal Direttore dei Lavori.

La domanda di prove al Laboratorio Ufficiale dovrà essere sottoscritta dal Direttore dei Lavori e dovrà inoltre contenere precise indicazioni sulla tipologia di opera da realizzare.

Il controllo del materiale, eseguito in conformità alle prescrizioni del punto 11.2.2.3 di cui al precedente Decreto, riguarderà le proprietà meccaniche di resistenza e di allungamento.

Caratteristica	Valore Limite	Note
<i>f_y minimo</i>	425 N/mm ²	(450 – 25) N/mm ²
<i>f_y massimo</i>	572 N/mm ²	[450x(1.25+0.02)] N/mm ²
<i>Agt minimo</i>	≥ 6.0%	Per acciai laminati a caldo
<i>Rottura/snervamento</i>	1.13 < f _t /f _y < 1.37	Per acciai laminati a caldo
<i>Piegamento/raddrizzamento</i>	assenza di cricche	Per tutti

Tabella 5 – Valori limite per prove acciaio.

Qualora la determinazione del valore di una quantità fissata in termini di valore caratteristico crei una controversia, il valore dovrà essere verificato prelevando e provando tre provini da prodotti diversi nel lotto consegnato.

Se un risultato è minore del valore caratteristico prescritto, sia il provino che il metodo di prova devono essere esaminati attentamente. Se nel provino è presente un difetto o si ha ragione di credere che si sia verificato un errore durante la prova, il risultato della prova stessa deve essere ignorato. In questo caso occorrerà prelevare un ulteriore (singolo) provino.

Se i tre risultati validi della prova sono maggiori o uguali del prescritto valore caratteristico, il lotto consegnato deve essere considerato conforme.

Se i criteri sopra riportati non sono soddisfatti, dieci ulteriori provini devono essere prelevati da prodotti diversi del lotto in presenza del produttore o suo rappresentante che potrà anche assistere all'esecuzione delle prove presso un laboratorio di cui all'art. 59 del D.P.R. n. 380/2001.

Il lotto deve essere considerato conforme se la media dei risultati sui 10 ulteriori provini è maggiore del valore caratteristico e i singoli valori sono compresi tra il valore minimo e il valore massimo secondo quanto sopra riportato. In caso contrario il lotto deve essere respinto.

Se all'interno della fornitura sono contenute anche reti elettrosaldate, il controllo di accettazione dovrà essere esteso anche a questi elementi. In particolare, a partire da tre differenti reti elettrosaldate verranno prelevati 3 campioni di dimensioni 100 x 100 cm.

Il controllo di accettazione riguarderà la prova di trazione su uno spezzone di filo comprendente almeno un nodo saldato, per la determinazione della tensione di rottura, della tensione di snervamento e dell'allungamento; inoltre, dovrà essere effettuata la prova di resistenza al distacco offerta dalla saldatura del nodo.

I controlli in cantiere sono facoltativi quando il prodotto utilizzato proviene da un Centro di trasformazione o luogo di lavorazione delle barre, nel quale sono stati effettuati tutti i controlli descritti in precedenza. In quest'ultimo caso, la spedizione del materiale deve essere accompagnata dalla certificazione attestante l'esecuzione delle prove di cui sopra.

Resta nella discrezionalità del Direttore dei Lavori effettuare tutti gli eventuali ulteriori controlli ritenuti opportuni (es. indice di aderenza, saldabilità).

Alla consegna in cantiere, l'Impresa appaltatrice avrà cura di depositare l'acciaio in luoghi protetti dagli agenti atmosferici.

3.3 Muratura portante

3.3.1 Caratteristiche tecniche e prestazionali

Gli elementi in muratura portante adibiti alla realizzazione dell'edificio tecnico dovranno essere conformi alle norme europee armonizzate della serie UNI EN 771 e, secondo quanto specificato al punto A del paragrafo 11.1 del D.M. 14.01.2008, recare marcatura CE, secondo il sistema di attestazione della conformità 2+ con appartenenza alla categoria I.

Ai fini dell'esecuzione dei presenti lavori potranno, quindi, essere impiegati solamente elementi resistenti in muratura portante, con percentuale di foratura $\phi \leq 45\%$ (elementi semipieni) conformi a quanto previsto dal paragrafo 4.5.2.2. del D.M. 14.01.2008.

La malta di nuovo apporto dovrà avere classe minima di resistenza M10 (10 N/mm²), ai sensi della norma UNI EE 1015-11:2007 e secondo quanto previsto dal paragrafo 11.10.2.1 del D.M. 14.01.2008, mentre la muratura in opera dovrà avere le seguenti caratteristiche tecniche minime di resistenza:

- **resistenza caratteristica a compressione minima del blocco: 10,0 N/mm²;**
- **resistenza caratteristica a taglio minima del blocco: 2,0 N/mm².**

La malta per l'esecuzione della muratura portante dovrà, inoltre, garantire prestazioni adeguate al suo impiego in termini di durabilità e di prestazioni meccaniche e dovrà essere conforme alla norma armonizzata UNI EN 998-2 e, secondo quanto specificato al punto A del

paragrafo 11.1 del D.M. 14.01.2008, recare la marcatura CE, secondo sistema di attestazione della conformità 2+ (malta per usi strutturali).

Per la muratura in progetto, con funzione portante, è stato previsto, conformemente ai requisiti geometrici di cui al paragrafo 7.8.1.4 delle N.T.C., uno spessore minimo di 25 cm.

3.3.2 Prove di accettazione

Oltre a quanto previsto al punto A del paragrafo 11.1 del D.M. 14.01.2008, il Direttore dei Lavori farà eseguire ulteriori prove di accettazione sugli elementi per muratura portante pervenuti in cantiere e sui collegamenti, secondo le metodologie di prova indicate nelle citate norme armonizzate e con lo scopo di accertare se gli elementi da mettere in opera abbiano le caratteristiche dichiarate dal produttore.

Le prove di accettazione di cui al presente paragrafo dovranno essere eseguite e certificate presso un laboratorio di cui all'art. 59 del D.P.R. 380/2001, secondo le modalità di prova riportate nella UNI EN 772-1:2002.

Il controllo di accettazione in cantiere sarà effettuato su almeno tre campioni costituiti ognuno da tre elementi da sottoporre a prova di compressione, secondo quanto prescritto al punto 11.10.1.1.1. del D.M. 14.01.2008.

PER LE ULTERIORI PRESCRIZIONI TECNICHE RELATIVE AI MATERIALI PER USO STRUTTURALE SI RIMANDA, INOLTRE, A QUANTO DETTAGLIATAMENTE SPECIFICATO NEL “CAPITOLATO SPECIALE D’APPALTO” – PARTE INERENTE I MATERIALI E LE LAVORAZIONI STRUTTURALI, OLTRE A QUANTO DETTAGLIATAMENTE PREVISTO DAL CAPITOLO II DEL D.M. 14.01.2008 (N.T.C.-2008) CHE QUI SI INTENDE RICHIAMATO E RECEPITO NELLA SUA TOTALITÀ.

4. Parametri di progetto

4.1 Livelli di sicurezza e prestazioni attese

Le opere e le componenti strutturali sono state progettate in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione e la futura manutenzione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dalla normativa vigente in materia di costruzioni (N.T.C.).

La sicurezza strutturale e le prestazioni attese delle opere sono state, pertanto, valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la loro vita nominale, ovvero al raggiungimento delle condizioni per cui le stesse non soddisfano più le esigenze per le quali sono state previste. Pertanto, le analisi di sicurezza strutturale sono state condotte sia nei confronti degli *Stati Limite Ultimi (SLU)*, verificando cioè la capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti che possano compromettere l'incolumità delle persone o comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, mettendo fuori servizio la/e costruzione/i, sia nei riguardi degli *Stati Limite di Esercizio (SLE)*, accertando, quindi, la capacità delle strutture di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio e di servizio.

La durabilità, intesa come conservazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali e delle strutture affinché i livelli di sicurezza vengano mantenuti durante tutta la vita utile dell'opera, sarà garantita attraverso la scelta dei materiali di cui al capitolo 3 e mediante un opportuno dimensionamento delle strutture, comprese le eventuali misure di protezione e manutenzione future.

Con riferimento, quindi, a quanto disposto dai capitoli 2 e 3 (tabelle 2.4.1, 2.4.2, 2.4.II e 3.2.I) e al paragrafo 7.1 del D.M. 14.01.2008, ai fini della definizione dei livelli di sicurezza e delle prestazioni attese, alle costruzioni in progetto sono stati attribuiti i seguenti parametri:

- vita nominale: $V_N \geq 50$ anni (tipo 2)
- classe d'uso: classe II
- periodo di riferimento azione sismica: $V_R = 50$
- coefficiente d'uso della costruzione: $c_u = 1,0$
- stati limite considerati nelle verifiche, in relazione all'azione sismica:
 - **SLO**: stato limite di esercizio di operatività, con probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R pari all'81%.
 - **SLD**: stato limite di esercizio di danno, con probabilità di superamento nel

periodo di riferimento V_R pari all'63%.

- **SLV**: stato limite ultimo di salvaguardia della vita, con probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R pari al 10%.

In riferimento al paragrafo 7.2.1 delle N.T.C. la costruzioni in argomento, soggette all'azione sismica, essendo prevalentemente interrato e, per quanto riguarda l'edificio di controllo, in muratura e, come tali, prive di specifici dispositivi dissipativi, saranno verificate in base ad un comportamento strutturale di tipo "non dissipativo", in cui gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni saranno cautelativamente calcolati, indipendentemente dalla tipologia strutturale adottata, senza tener conto delle possibili non linearità di comportamento dei materiali e della geometria delle opere.

4.2 Organizzazione strutturale

Come indicato al *Capitolo 1*, le opere in progetto faranno riferimento ad una tipologia costruttiva di semplice concezione strutturale, secondo tecniche realizzative consolidate e di comprovata validità.

Le vasche e i manufatti di contenimento e canalizzazione dei reflui saranno sostanzialmente caratterizzate da strutture interrate realizzate in c.c.a. gettato in opera, aventi forma e geometria regolare sia in pianta che in altezza, costituite da fondazioni continue (platee e travi rovesce) di tipo diretto mutuamente vincolate alle pareti in elevazione, anch'esse in c.c.a., con vincolo di tipo ad incastro.

I locali tecnici saranno, invece, realizzati in muratura portante e, pertanto, faranno riferimento ad una tipologia strutturale a pareti e setti murari; in tal senso l'assorbimento delle forze sismiche sarà totalmente affidato ai setti in muratura portante progettualmente previsti, solidarizzati e resi in mutua collaborazione tra di loro.

Ai fini delle verifiche statiche e sismiche i fabbricati sono stati, quindi, concepiti come delle strutture tridimensionali, in cui i sistemi resistenti delle pareti in muratura, gli orizzontamenti e le fondazioni saranno collegati tra di loro in modo da resistere alle azioni verticali ed orizzontali. Gli orizzontamenti dovranno, quindi, assicurare per resistenza e rigidità, la ripartizione delle azioni orizzontali fra i muri di controventamento: a tale scopo, come anzidetto, è prevista la realizzazione di solai in laterocemento dotati di soletta integrativa e di completa cordatura perimetrale in c.a..

L'organizzazione dell'intera struttura, l'interazione e il collegamento tra le sue parti

saranno, pertanto, tali da assicurare un'appropriata resistenza e stabilità e un comportamento d'insieme di tipo “scatolare”. In tal senso muri ed orizzontamenti verranno opportunamente collegati fra loro al livello dei solai mediante cordoli di piano di calcestruzzo armato e, tra di loro, mediante ammorsamenti lungo le intersezioni verticali.

Per quanto riguarda, invece, le intersezioni orizzontali (incroci d'angolo), saranno presenti setti murari con dimensione minima di circa 1,0 m così come previsto dal D.M. 16.01.1996 e dalla Circolare LL. PP. n. 65/AA.GG. del 10.04.1997 e relativi allegati.

4.3 Valutazione delle azioni

Le azioni considerate ai fini dei dimensionamenti strutturali delle opere in progetto sono così riassumibili:

- 1) carichi permanenti dovuti al peso proprio dei materiali strutturali;
- 2) carichi permanenti portati, non strutturali;
- 3) azioni variabili relative alla destinazione d'uso delle opere e alle relative condizioni di esercizio: sovraccarichi accidentali;
- 4) azione idrostatica e idrodinamica dell'acqua contenuta nei vari manufatti;
- 5) spinta delle terre a tergo delle opere, valutata in condizioni sismiche;
- 6) azione della neve;
- 7) azione del vento (per le sole opere fuori terra in modo rilevante);
- 8) azione sismica, secondo il grado di sismicità caratteristico del sito geografico in questione (zona sismica 4 ai sensi O.P.C.M. n. 3274/2003 e ss.mm.ii.).

Per quanto riguarda le opere caratterizzate da una prevalente collocazione entroterra e, in ogni caso, da un limitato sviluppo in altezza, considerata anche la loro funzione di esercizio (opere di canalizzazione e di regolazione idraulica), si è ritenuto congruo ed accettabile trascurare le azioni dovute alla **neve e al vento**, in quanto praticamente ininfluenti sul comportamento statico e sismico globale delle strutture.

Viene, quindi, nel seguito riportata una descrizione dettagliata delle suddette azioni:

1) Peso proprio dei materiali strutturali

Relativamente a questa azione si andranno semplicemente a considerare tutte le parti delle opere aventi funzione strutturale-portante.

Peso proprio elementi strutturali:

- Strutture in c.a.a. vasche e manufatti di trattamento acque reflue $\cong 25,0 \text{ kN/m}^3$.
- Muratura semipiena di tipo portante: $\cong 1,00 \text{ kN/m}^3$
- Cordoli in c.a. a coronamento muratura perimetrale: $\cong 25,00 \text{ kN/m}^3$
- Solaio di piano in laterocemento (sp. cm 20+5): $\cong 3,20 \text{ kN/m}^2$

2) Carichi permanenti portati

Sono considerati carichi permanenti non strutturali o portati i carichi non rimovibili durante il normale esercizio delle costruzioni. Per quanto riguarda l'edificio essi sono relativi a tamponature esterne, divisori interni, massetti, isolamenti, pavimenti e rivestimenti del piano di calpestio, intonaci, macchinari, impianti ed altro; in linea di massima, in presenza di orizzontamenti anche con orditura unidirezionale ma con capacità di ripartizione trasversale, i carichi permanenti portati ed i carichi variabili saranno assunti, per la verifica d'insieme, come uniformemente ripartiti. Per quanto riguarda, invece, i manufatti adibiti al trattamento reflui saranno considerati i carichi pertinenti a passerelle pedonali, organi di manovra e regolazione elettromeccanica (paratoie, panconature, sgrigliatori, ecc.), apparecchiature elettromeccaniche per i processi di trattamento (sgrigliatura, elettropompe, filtrocolcee, MBR, ecc.) impianti vari, ecc. Tutti i suddetti carichi sono stati valutati sulla base delle dimensioni effettive delle opere e dei pesi dell'unità di volume dei materiali costituenti.

Carichi permanenti non strutturali locali tecnici:

- Massetto pendenze e sottofondo alleggerito (sp. 10 cm): $1,70 \text{ kN/m}^2$
- Guaina di impermeabilizzazione: $0,05 \text{ kN/m}^2$
- Intonaco intradosso orizzontamento (sp. 1,5 cm): $0,25 \text{ kN/m}^2$
- Vari permanenti portati aggiuntivi per attrezzature, impianti, ecc. $1,00 \text{ kN/m}^2$
- Totale permanenti non strutturali $3,00 \text{ kN/m}^2$

Carichi permanenti non strutturali dovuti alle opere elettromeccaniche:

- Paratoie di regolazione: $0,5 \text{ kN/cad}$
- Elettropompe sollevamento e ricircolo fanghi: $1,0 \text{ kN/cad}$
- Comparto ossidazione e relativa carpenteria di supporto: $0,5 \text{ kN/mq}$
- Peso proprio grigliati e passerelle metalliche per manovre paratoie e organi di regolazione elettromeccanica: $0,40 \text{ kN/m}^2$.

3) Azioni variabili:

Sono costituite dai sovraccarichi verticali uniformemente distribuiti sostanzialmente pertinenti alle passerelle e ai grigliati pedonali accessibili per la manutenzione delle opere e per le operazioni di regolazione e gestione dei processi di trattamento. Tali azioni, anche con riferimento alla *tabella 3.1.II del D.M. 14.01.2008 (N.T.C.)*, sono state considerate pari a $0,5 \text{ kN/m}^2$ in corrispondenza della soletta di copertura dei locali tecnici a servizio dell'impianto di depurazione e cautelativamente pari a $1,0 \text{ kN/m}^2$ per le passerelle e i grigliati metallici atti alla manutenzione e gestione delle vasche e manufatti vari dell'impianto medesimo.

In prossimità delle pareti controterra di tutte le vasche e dei manufatti interrati in progetto dell'impianto di depurazione è stato, inoltre, applicato un carico distribuito di 5 kN/m^2 per simulare l'eventuale stazionamento provvisorio e/o transito di piccoli mezzi di manutenzione e o di attrezzature / materiali di servizio.

4) Azione idrostatica dell'acqua contenuta nei manufatti

I vari manufatti progettualmente previsti sono soggetti al carico variabile dovuto alla spinta idrostatica e al peso proprio esercitato rispettivamente sulle pareti perimetrali e sulla platea di fondazione delle opere. Il peso per unità di volume del liquido (acqua) che genera tali azioni sulle strutture in esame è stato assunto pari a $\gamma_{\text{acqua}} = 10,0 \text{ kN/m}^3$.

Incremento dinamico della spinta dell'acqua in condizioni sismiche

L'incremento dinamico di spinta dell'acqua libera presente all'interno delle vasche è stato calcolato secondo la teoria di *Westergaard*; nell'ipotesi di struttura di sostegno rigida a parete verticale, acqua incompressibile e frequenza della sollecitazione armonica orizzontale applicata alla base minore della frequenza fondamentale f_0 del serbatoio d'acqua infinitamente esteso (e.g. $f_0 = V_P/4H$ essendo V_P la velocità delle onde P nell'acqua ed H l'altezza dell'acqua) le pressioni idrodinamiche assumono la seguente distribuzione di pressione di aumento con la radice quadrata della profondità dell'acqua z' :

$$q(z') = \pm \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H_w \cdot z'}$$

dove:

- k_h è il coefficiente di intensità sismica orizzontale;
- γ_w è peso per unità di volume dell'acqua;
- H_w è il livello massimo previsto entro la vasca considerata;
- z' ordinata misurata a partire dal livello massimo H_w .

La spinta dinamica risultante dall'integrazione delle suddette pressioni vale, quindi:

$$E_w = \pm \frac{7}{12} \cdot k_n \cdot \gamma_w \cdot H_w^2$$

ed agisce a $0,4 H_w$ dalla base della struttura, come nel seguito rappresentato:

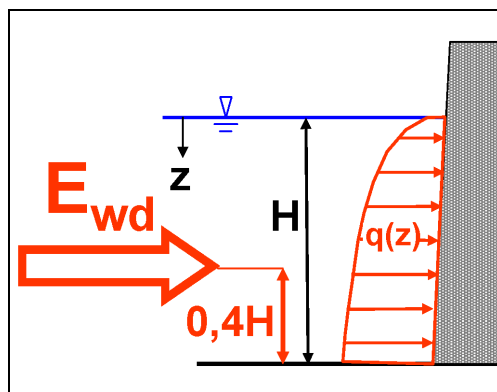


Figura 2 – Spinta idrodinamica dell'acqua in condizioni sismiche.

L'*Eurocodice 8* suggerisce di sommare alla spinta idrostatica quella idrodinamica considerandola sia in un verso che nell'altro e, quindi, una volta sommata e l'altra sottratta alla pressione idrostatica. L'incremento di spinta nelle combinazioni sismiche, verrà, pertanto, applicato considerandolo agente alternativamente lungo due direzioni tra loro ortogonali; si considereranno nello specifico come direzioni attive, le +X e le +Y, senza considerare le omologhe in direzione opposta, visto la apprezzabile simmetria della struttura ed anche in considerazione del fatto che i contributi apportati da tali spinte avranno intensità marginale se rapportati con quelli relativi alle altre azioni simultaneamente presenti.

5) Spinta delle terre

I manufatti in progetto verranno, inoltre, sollecitati dalle azioni verticali ed orizzontali rispettivamente trasmesse in fase di esercizio dal terreno di ricoprimento e da quello di rinfilanco per il quale, sulla base delle indicazioni fornite dalla *Relazione Geologica* di progetto sono state assunte le seguenti caratteristiche geomeccaniche:

Parametri geotecnici	
Peso di volume medio naturale del terreno	$\gamma_t \cong 19 \text{ kN/m}^3$
Peso di volume medio del terreno saturo	$\gamma_t \cong 21 \text{ kN/m}^3$
Coesione (drenata – tensioni efficaci)	$c' \cong 0 \div 10 \text{ kPa}$
Angolo di resistenza al taglio a V_{cost}	$\phi' \cong 28 \div 30^\circ$
Modulo di deformazione	$E_d \cong 10000 \div 30000 \text{ kN/m}^2$

Tabella 6 – Parametri geomeccanici di riferimento.

Si avranno, pertanto, le seguenti componenti di azione:

- Azione verticale dovuta al terreno di ricoprimento (applicata sullo sporto di monte della platea di fondazione delle opere):

$$q_{v,terreno} = \Delta h \cdot \gamma_t$$

in cui Δh è l'altezza del terreno di ricoprimento dell'opera e γ_t il relativo peso di volume.

- Azione orizzontale dovuta al terreno di rinfilanco (applicata sulle pareti laterali delle vasche e dei manufatti):

tale azione si traduce in carico uniformemente distribuito variabile linearmente con la profondità, la cui risultante è una spinta S dipendente dalle caratteristiche geomeccaniche del terreno e per la cui determinazione ci si è avvalsi della teoria di Coulomb. Tale metodo ipotizza superfici di scorrimento piane passanti per la base della parete e le cui espressioni dei coefficienti di spinta possono essere ottenute analizzando l'equilibrio limite di un cuneo di terreno delimitato dal paramento interno della parete, dalla superficie di scorrimento e dalla superficie limite del terrapieno.

Il calcolo delle spinte con tale metodologia comporta l'assunzione delle seguenti ipotesi:

- materiale omogeneo ed isotropo dotato di solo attrito;
- superficie di rottura piana;
- superficie limite del terrapieno piana (anche inclinata ma non irregolare);
- resistenza di attrito uniformemente distribuita lungo la superficie di rottura;
- attrito non nullo tra terreno e muro;
- paramento del muro non necessariamente verticale;
- condizioni di stato di equilibrio limite;
- condizioni di rottura in stato di deformazione piana.

Pertanto per un terreno incoerente, in condizioni di assenza di falda, la spinta S del terreno può essere determinata con la seguente espressione:

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot k_a \cdot h^2$$

mentre il carico distribuito avrà intensità massima, in corrispondenza del piede della parete, pari a:

$$q_{h,terreno} = k_a \cdot h \cdot \gamma_t$$

dove:

k_a = coefficiente di spinta attiva, determinato tramite l'equazione di *Muller – Breslau*:

$$k_a = \frac{\cos^2(\varphi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi') \cdot \sin(\varphi' - i)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

h = altezza della parte interrata di parete;

φ' = angolo di resistenza a taglio che caratterizza il terreno

Incremento dinamico della spinta del terreno in condizioni sismiche

Ai fini dell'analisi della spinta delle terre sotto l'azione sismica, in riferimento alle indicazioni fornite dal D.M. 14.01.2008 e dall'Eurocodice 8 – parte 5 (UNI EN 1998-5), verrà utilizzato il metodo pseudo-statico di *Mononobe – Okabe*, quale estensione in campo dinamico del criterio di Coulomb precedentemente illustrato. Tale metodo considera che il cuneo di terreno compreso tra la superficie di rottura e la parete del muro (“cuneo di rottura”) si comporti come un corpo rigido soggetto ad un'accelerazione orizzontale a_h e verticale a_v uniformi all'interno del cuneo stesso e così espresse:

$$a_h = k_h \cdot g \qquad a_v = k_v \cdot g$$

in cui:

- k_h è il coefficiente di intensità sismica orizzontale;
- k_v è il coefficiente di intensità sismica verticale;
- g è l'accelerazione gravitazionale.

Le N.T.C. 2008 impongono che, in assenza di studi specifici, i suddetti coefficienti di intensità sismica siano così determinati:

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h = \pm 0,5 \cdot \beta_s \cdot \frac{a_g}{g} \cdot S_s \cdot S_T$$

dove:

- a_g è l'accelerazione massima attesa su sito di riferimento rigido relativo allo stato limite di calcolo;
- S_S e S_T sono i coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica precedentemente definiti;
- β_s è un fattore di riduzione dell'accelerazione massima, dipendente dallo spostamento ammissibile dell'opera, i cui valori, per pareti libere di muoversi, sono riportati nella *tabella 7.11.I del D.M. 14.01.2008* sotto riportata:

Tabella 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Per pareti o muri impediti di muoversi β_s sarà posto = 1,0.

Detto W il peso del cuneo di rottura, l'effetto sismico è, quindi, portato in conto come una forza statica equivalente di componenti $k_h W$ in orizzontale e $\pm k_v W$ in verticale.

Essendo le opere in progetto delle strutture rigide, con pareti verticali e terrapieno orizzontale, l'azione di incremento dinamico della spinta del terreno vale, pertanto:

$$q_{Sh,terreno} = k_h \cdot h \cdot \gamma_t$$

$$q_{Vh,terreno} = \pm 0,5 \cdot k_h \cdot h \cdot \gamma_t$$

Pertanto il valore della spinta complessiva del terreno in condizioni sismiche (statica + sismica) vale:

$$S_{tot} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t (1 \pm k_v) \cdot k_a \cdot h^2$$

Nel caso specifico, invece, in cui il terreno a tergo delle strutture possa essere considerato in condizioni prossime a quelle di riposo, ovvero per le strutture rigide a sezione scatolare previste per la realizzazione dei ponti stradali e della passerella pedonale, l'incremento dovuto al sisma relativo al terreno è stato stimato attraverso l'espressione proposta da Wood, la quale risulta indipendente dai parametri di resistenza del terreno che si assume ancora in campo elastico e che, per tali tipi di strutture (rigide appunto) difficilmente

raggiunge le condizioni limite di rottura:

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

con:

- a_g/g l'accelerazione sismica di progetto;
- S_s il fattore correttivo stratigrafico.

Il carico sismico sarà, in tal caso, equiparabile ad un carico distribuito applicato linearmente sulle pareti delle strutture, con intensità pari a:

$$q_{\text{sis}} = \Delta S / H$$

Spinta del terreno in presenza di falda

In presenza di falda, per la porzione di terreno posta al di sotto di quest'ultima, verrà applicata un'aliquota di spinta esercitata dal terreno, da valutarsi in termini di tensioni efficaci, e da un'aliquota aggiuntiva dovuta dall'azione dell'acqua in termini idrostatici. Ai fini della determinazione dell'azione in questione è stato cautelativamente assunta per tutti i manufatti una quota di falda pari all'incirca a quella di piano campagna.

Si evidenzia, inoltre, in considerazione delle caratteristiche litologiche e stratigrafiche del terreno in sito, che l'azione esercitata a tergo delle pareti delle strutture, è stata cautelativamente valutata assumendo il terreno permeabile in condizioni dinamiche di falda, portando in conto, oltre all'azione idrostatica della falda, anche l'effetto idrodinamico, determinato sempre tramite l'espressione di *Westergaard* precedentemente riportata.

Alla luce di questo ulteriore fattore, la spinta complessiva assunta nei calcoli, in condizioni sismiche, al di sotto della potenza di falda e con terreno permeabile in condizioni dinamiche di quest'ultima, risulta data dalla seguente espressione:

$$S_{\text{tot}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t (1 \pm k_v) \cdot k_a \cdot h^2 + \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H^2 + E_{\text{wd}}$$

6) Azione della neve

Il sovraccarico accidentale da neve viene calcolato in base ai disposti del *paragrafo 3.4. del D.M. 14/01/2008* e secondo la seguente equazione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

- q_{sk} , espresso in kN/m^2 è il valore di riferimento del carico neve al suolo che, per edifici ad altitudini inferiori a 200 m s.l.m. ricadenti nella Zona geografica 1 – Alpina (Provincia di Torino), assume il valore:

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN} / m^2 \text{ per } a_s < 200 \text{ m s.l.m.}$$

$$q_{sk} = 1,39 \cdot \left[1 + (a_s / 728)^2 \right] \text{ kN} / m^2 \text{ per } a_s > 200 \text{ m s.l.m.}$$

con a_s pari all'altitudine misurata in m s.l.m. del sito di calcolo;

- μ_i è il coefficiente di forma della copertura, definito al *paragrafo 3.4.5. delle N.C.T.* e, in considerazione della presenza di coperture piane, assunto pari a 1,0;
- C_E e C_t rappresentano rispettivamente il coefficiente di esposizione e il coefficiente termico; essi, per i casi in esame, in riferimento ai *paragrafi 3.4.3 e 3.4.4. delle N.T.C.* assumono valori unitari.

Carico neve:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 1,0 \times 1,53 \times 1,0 \times 1,0 \cong 1,53 \text{ kN/m}^2$$

7) Azione del vento

Per quanto riguarda l'azione del vento, essa è stata ricondotta ad un'azione statica equivalente secondo l'espressione fornita al *paragrafo 3.3.4 delle N.T.C.*:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

- q_b = pressione cinetica di riferimento, data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

in cui $v_b = v_{b,0} + k_a \cdot (a_s - a_0) = 25 \text{ m/s}$ per la Zona 1 (Piemonte) per altitudini inferiori a 1500 m s.l.m., è la velocità di riferimento del vento (in m/s) caratteristica della zona geografica in questione, riferita ad un tempo di ritorno di 50 anni e ρ la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$.

- c_e = coefficiente di esposizione, espresso tramite la relazione riportata al *paragrafo 3.3.7 nel D.M. 14/01/2008*:

$$c_e = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

in cui:

z è l'altezza sul suolo della costruzione;

k_r , z_0 , z_{\min} sono assegnati dalla *tabella 3.3.II delle N.T.C.* in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

c_t è il coefficiente di topografia, assunto pari a 1,0.

- c_p = coefficiente di forma, funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento;
- c_d = coefficiente dinamico, con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali (assunto pari a 1).

Azione del vento:

Pressione cinetica di riferimento, data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = 0,39 \text{ kN/m}^2$$

coefficiente di esposizione:

$$c_e = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] = 1,634 \quad \text{con } z = z_{\min}$$

dove:

k_r	0.22	Zona 1 / Classe di rugosità B / entroterra – Cat. IV
z_0	0.30 m	Zona 1 / Classe di rugosità B / entroterra – Cat. IV
z_{\min}	8 m	Zona 1 / Classe di rugosità B / entroterra – Cat. IV
z	3,5 m	Altezza massima della struttura (locale tecnico) < z_{\min}
c_t	1,00	Coefficiente di topografia

Si ottengono, quindi, i seguenti valori di pressione di calcolo, adottando un coefficiente di forma della pressione esterna pari a 0,8 nell'ipotesi “sopravento” e pari a 0,4 nell'ipotesi “sottovento”:

- $p \cong 0,50 \text{ kN/m}^2$ per elementi sopravvento;
- $p \cong 0,25 \text{ kN/m}^2$ per elementi sottovento.

4.4 Azione sismica

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali si è valutato il rispetto dei diversi stati limite considerati, sono state determinate a partire dalla “*pericolosità sismica di base*” del sito, definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , in funzione dello specifico stato limite assunto per le verifiche.

La definizione delle forme spettrali, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R , avviene a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g = accelerazione orizzontale massima al sito;
- 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.

Il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico sul piano di fondazione è, quindi, definito dallo spettro di risposta elastico; esso, per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s, è costituito da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5% e considerata indipendente dal livello di sismicità, moltiplicata per il valore della accelerazione massima convenzionale del terreno fondale a_g che caratterizza il sito. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} . Il moto può decomporsi in tre componenti ortogonali di cui una verticale. In via semplificata gli spettri delle due componenti orizzontali possono considerarsi eguali ed indipendenti. Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è, quindi, definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{array}{ll}
 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{array}$$

nelle quali T ed S_e sono rispettivamente il periodo di vibrazione e l'accelerazione spettrale orizzontale e dove:

- a_g = accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido orizzontale;
- $S = S_S \cdot S_T$ è un fattore che tiene conto della categoria del suolo di fondazione (S_S) e delle condizioni topografiche (S_T), definite dalla *tabella 3.2.V E 3.2.VI delle N.T.C.*;
- η = fattore che altera lo spettro elastico per smorzamenti viscosi convenzionali ξ diversi dal 5 %, mediante la relazione seguente:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

- F_0 = fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, con valore minimo pari a 2,2;
- T_B, T_C, T_D = periodi che separano i diversi rami dello spettro (tratto ad accelerazione costante, tratto a velocità costante e tratto a spostamento costante), dipendenti dalla categoria del suolo di fondazione.

Lo spettro di risposta elastico della componente verticale è, invece, definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{array}{ll} 0 \leq T < T_B & S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\ T_C \leq T < T_D & S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \end{array}$$

dove T e S_{ve} sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale verticale e F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

I valori di a_g , F_0 , S e η sono definiti nel § 3.2.3.2.1 delle N.T.C. per le componenti orizzontali mentre i valori di S_S , T_B , T_C e T_D , salvo più accurate determinazioni, sono quelli riportati nella *tabella 3.2.VII. delle N.T.C.*, in funzione della categoria di sottosuolo.

Per gli **stati limite di esercizio** lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata.

Nelle verifiche agli **stati limite ultimi** in generale le capacità dissipative delle strutture vengono messe in conto attraverso un'opportuna riduzione delle forze elastiche, tenendo conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di progetto $S_d(T)$ utilizzato sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule sopra riportate il parametro η con $1/q$, dove q rappresenta il *fattore di struttura* dell'opera. In relazione a quanto specificato dai paragrafi 7.2.5 e 7.3.1 del D.M. 14.01.2008, per quanto riguarda le componenti orizzontali, dovendo le fondazioni superficiali e le opere controterra rimanere in campo elastico, verrà cautelativamente assunto un valore q unitario, mentre per le componenti verticali verrà assunto un valore pari a 1,5.

Come descritto al capitolo 2 con la D.G.R. n. 11-13058 del 19.01.2010 e ss.mm.ii. la Regione Piemonte ha recepito la classificazione sismica introdotta dall'O.P.C.M. 3274/2003, classificando il sito interessato dai presenti lavori in zona sismica 4 ($a_g = 0,05g$).

Le Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008 e relativa circolare 617/2009, hanno, quindi, introdotto un nuovo criterio, "*sito-dipendente*", per la valutazione delle azioni sismiche attese al sito. Data la sostanziale omogeneità sia della tipologia costruttiva delle opere che della pericolosità sismica del sito interessato dai lavori (zona sismica 4), nonché delle caratteristiche geomeccaniche del terreno di fondazione, la determinazione dei parametri di riferimento dell'azione sismica è stata effettuata in relazione alle coordinate del Comune amministrativo prevalente in quanto alla realizzazione delle nuove opere strutturali e, come tale, di riferimento sismico, ovvero il Comune di Azeglio. Si rileva, inoltre, come l'accelerazione di base del Comune di Azeglio sia di poco maggiore rispetto a quella del Comune di Viverone e, pertanto, l'omogenizzazione di tale dato al primo comune risulta compatibile e a favore di sicurezza.

In relazione, quindi, alle prescrizioni di cui al *paragrafo 3.2* del Decreto Ministeriale 14.01.2008 e alle specificità litografiche e stratigrafiche del sito desumibili dalle prove in sito disponibili e riportate nella *Relazione geotecnica*, si sono definiti i seguenti parametri dell'azione e della pericolosità sismica del sito di progetto:

▪ sito di intervento principale di riferimento:	Comune di Azeaglio (TO)
▪ categoria del sottosuolo:	C (*)
▪ amplificazione stratigrafica:	$S_S = 1,5$
▪ categoria topografica:	T1
▪ amplificazione topografica:	$S_T = 1,0$
▪ zona sismica del sito:	zona 4
▪ altitudine media del sito:	230,0 m s.l.m. circa
▪ coordinate del sito (assunto comune di Azeaglio):	Longitudine: 7.9950° Latitudine: 45.4244°

(*) *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu_{,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).*

NB: per la stima della categoria stratigrafica del sottosuolo si rimanda a quanto riportato nella Relazione geotecnica e relative indagini geognostiche disponibili in sito allegate.

Accertata la compatibilità dei parametri stratigrafici e geomorfologici del sito, l'azione sismica è stata, quindi, in definitiva, determinata applicando alla costruzione un'accelerazione corrispondente allo spettro di risposta desunto dalla normativa nazionale in funzione della pericolosità sismica del sito, delle caratteristiche dell'opera e degli stati limite assunti per le verifiche (SLO, SLD e SLV). Gli spettri di risposta e i relativi parametri sismici sono stati ricavati con l'ausilio dell'applicazione di calcolo "*Spettri-N.T.C.*" redatta dal *Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici* e sono stati, quindi, calcolati adottando i parametri sopra riportati e quelli elencati al *paragrafo 4.1.*

Si riporta, quindi, nel seguito la caratterizzazione sismica specifica per il sito oggetto di intervento:

Valori dei parametri a_g , F_0 e T_C^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento:

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
30	0,017	2,598	0,163
50	0,020	2,583	0,180
72	0,024	2,640	0,184
101	0,027	2,640	0,212
140	0,029	2,641	0,226
201	0,033	2,641	0,240
475	0,040	2,639	0,287
975	0,048	2,681	0,305
2475	0,058	2,791	0,325

Valori dei parametri a_g , F_0 e T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno S.L.

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0,022	2,612	0,182
SLD	101	0,026	2,640	0,212
SLV	949	0,048	2,679	0,304
SLC	1950	0,056	2,762	0,320

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
7,995

LATITUDINE
45,4244

☒ Ricerca per comune

REGIONE
Piemonte

PROVINCIA
Torino

COMUNE
Azeglio

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="60"/>	info
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="101"/>	
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="949"/>	
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1950"/>	

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

Strategia di progettazione

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

STATO LIMITE DI OPERATIVITÀ (SLO)

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
 Stato Limite considerato SLO info

Risposta sismica
 Categoria di sottosuolo C info
 Categoria topografica T1 info

$S_S = 1,500$
 $C_C = 1,842$ info

$h/H = 1,000$
 $S_T = 1,000$ info

(h= quota sito, H= altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
☒ Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) 5 info
☐ Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_0 1 info
Regol. in altezza sì info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q 1,5 info
 $\eta = 0,667$ info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta ▶▶
 Parametri e punti spettri di risposta ▶▶

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale
 — Spettro di progetto - componente verticale
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per SLO	Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo SLO																																																
Parametri indipendenti <table> <tr><td>STATO LIMITE</td><td>SLO</td></tr> <tr><td>a_q</td><td>0.022 g</td></tr> <tr><td>F_{0*}</td><td>2.612</td></tr> <tr><td>T_C</td><td>0.182 s</td></tr> <tr><td>S_S</td><td>1.500</td></tr> <tr><td>C_C</td><td>1.842</td></tr> <tr><td>S_T</td><td>1.000</td></tr> <tr><td>q</td><td>1.000</td></tr> </table> Parametri dipendenti <table> <tr><td>S</td><td>1.500</td></tr> <tr><td>η</td><td>1.000</td></tr> <tr><td>T_B</td><td>0.112 s</td></tr> <tr><td>T_C</td><td>0.336 s</td></tr> <tr><td>T_D</td><td>1.688 s</td></tr> </table>	STATO LIMITE	SLO	a_q	0.022 g	F_{0*}	2.612	T_C	0.182 s	S_S	1.500	C_C	1.842	S_T	1.000	q	1.000	S	1.500	η	1.000	T_B	0.112 s	T_C	0.336 s	T_D	1.688 s	Parametri indipendenti <table> <tr><td>STATO LIMITE</td><td>SLO</td></tr> <tr><td>a_{gv}</td><td>0.004 g</td></tr> <tr><td>S_S</td><td>1.000</td></tr> <tr><td>S_T</td><td>1.000</td></tr> <tr><td>q</td><td>1.500</td></tr> <tr><td>T_B</td><td>0.050 s</td></tr> <tr><td>T_C</td><td>0.150 s</td></tr> <tr><td>T_D</td><td>1.000 s</td></tr> </table> Parametri dipendenti <table> <tr><td>F_v</td><td>0.522</td></tr> <tr><td>S</td><td>1.000</td></tr> <tr><td>η</td><td>0.667</td></tr> </table>	STATO LIMITE	SLO	a_{gv}	0.004 g	S_S	1.000	S_T	1.000	q	1.500	T_B	0.050 s	T_C	0.150 s	T_D	1.000 s	F_v	0.522	S	1.000	η	0.667
STATO LIMITE	SLO																																																
a_q	0.022 g																																																
F_{0*}	2.612																																																
T_C	0.182 s																																																
S_S	1.500																																																
C_C	1.842																																																
S_T	1.000																																																
q	1.000																																																
S	1.500																																																
η	1.000																																																
T_B	0.112 s																																																
T_C	0.336 s																																																
T_D	1.688 s																																																
STATO LIMITE	SLO																																																
a_{gv}	0.004 g																																																
S_S	1.000																																																
S_T	1.000																																																
q	1.500																																																
T_B	0.050 s																																																
T_C	0.150 s																																																
T_D	1.000 s																																																
F_v	0.522																																																
S	1.000																																																
η	0.667																																																

STATO LIMITE DI DANNO (SLD)

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
 Stato Limite considerato SLD info

Risposta sismica
 Categoria di sottosuolo C info
 Categoria topografica T1 info

$S_S = 1,500$
 $C_C = 1,753$ info

$h/H = 1,000$
 $S_T = 1,000$ info

(h= quota sito, H= altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
☒ Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) 5 info
☐ Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_0 1 info
Regol. in altezza sì info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q 1,5 info
 $\eta = 0,667$ info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta ▶▶▶
 Parametri e punti spettri di risposta ▶▶▶

Spettri di risposta

$S_{d,e}$ [g]
 $S_{d,v}$ [g]
 S_e [g]

— Spettro di progetto - componente orizzontale
 — Spettro di progetto - componente verticale
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per SLD	Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo SLD																																																
Parametri indipendenti <table> <tr><th>STATO LIMITE</th><th>SLD</th></tr> <tr><td>a_q</td><td>0.026 g</td></tr> <tr><td>F_{0*}</td><td>2.640</td></tr> <tr><td>T_C</td><td>0.212 s</td></tr> <tr><td>S_S</td><td>1.500</td></tr> <tr><td>C_C</td><td>1.753</td></tr> <tr><td>S_T</td><td>1.000</td></tr> <tr><td>q</td><td>1.000</td></tr> </table> Parametri dipendenti <table> <tr><td>S</td><td>1.500</td></tr> <tr><td>η</td><td>1.000</td></tr> <tr><td>T_B</td><td>0.124 s</td></tr> <tr><td>T_C</td><td>0.371 s</td></tr> <tr><td>T_D</td><td>1.706 s</td></tr> </table>	STATO LIMITE	SLD	a_q	0.026 g	F_{0*}	2.640	T_C	0.212 s	S_S	1.500	C_C	1.753	S_T	1.000	q	1.000	S	1.500	η	1.000	T_B	0.124 s	T_C	0.371 s	T_D	1.706 s	Parametri indipendenti <table> <tr><th>STATO LIMITE</th><th>SLD</th></tr> <tr><td>a_{gv}</td><td>0.006 g</td></tr> <tr><td>S_S</td><td>1.000</td></tr> <tr><td>S_T</td><td>1.000</td></tr> <tr><td>q</td><td>1.500</td></tr> <tr><td>T_B</td><td>0.050 s</td></tr> <tr><td>T_C</td><td>0.150 s</td></tr> <tr><td>T_D</td><td>1.000 s</td></tr> </table> Parametri dipendenti <table> <tr><td>F_v</td><td>0.580</td></tr> <tr><td>S</td><td>1.000</td></tr> <tr><td>η</td><td>0.667</td></tr> </table>	STATO LIMITE	SLD	a_{gv}	0.006 g	S_S	1.000	S_T	1.000	q	1.500	T_B	0.050 s	T_C	0.150 s	T_D	1.000 s	F_v	0.580	S	1.000	η	0.667
STATO LIMITE	SLD																																																
a_q	0.026 g																																																
F_{0*}	2.640																																																
T_C	0.212 s																																																
S_S	1.500																																																
C_C	1.753																																																
S_T	1.000																																																
q	1.000																																																
S	1.500																																																
η	1.000																																																
T_B	0.124 s																																																
T_C	0.371 s																																																
T_D	1.706 s																																																
STATO LIMITE	SLD																																																
a_{gv}	0.006 g																																																
S_S	1.000																																																
S_T	1.000																																																
q	1.500																																																
T_B	0.050 s																																																
T_C	0.150 s																																																
T_D	1.000 s																																																
F_v	0.580																																																
S	1.000																																																
η	0.667																																																

STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLE VITA UTILE (SLV)

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
 Stato Limite considerato SLV info

Risposta sismica
 Categoria di sottosuolo C info
 Categoria topografica T1 info

$S_S =$ 1,500 info
 $C_C =$ 1,555 info
 $h/H =$ 1,000 info
(h= quota sito, H= altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
☐ Spettro di progetto elastico (SLE) ξ (%) 5 info
☒ Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_s 1 info
Regol. in altezza sì info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q 1,5 info
 $\eta =$ 0,667 info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta ▶▶
 Parametri e punti spettri di risposta ▶▶

Spettri di risposta

$S_{d,h}$ [g]
 $S_{d,v}$ [g]
 S_e [g]

— Spettro di progetto - componente orizzontale
 — Spettro di progetto - componente verticale
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per SLV	Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo SLV																																																
Parametri indipendenti <table> <tr><td>STATO LIMITE</td><td>SLV</td></tr> <tr><td>a_g</td><td>0.048 g</td></tr> <tr><td>$F_{0,s}$</td><td>2.679</td></tr> <tr><td>T_C</td><td>0.304 s</td></tr> <tr><td>S_S</td><td>1.500</td></tr> <tr><td>C_C</td><td>1.555</td></tr> <tr><td>S_T</td><td>1.000</td></tr> <tr><td>q</td><td>1.000</td></tr> </table> Parametri dipendenti <table> <tr><td>S</td><td>1.500</td></tr> <tr><td>η</td><td>1.000</td></tr> <tr><td>T_B</td><td>0.158 s</td></tr> <tr><td>T_C</td><td>0.473 s</td></tr> <tr><td>T_D</td><td>1.791 s</td></tr> </table>	STATO LIMITE	SLV	a_g	0.048 g	$F_{0,s}$	2.679	T_C	0.304 s	S_S	1.500	C_C	1.555	S_T	1.000	q	1.000	S	1.500	η	1.000	T_B	0.158 s	T_C	0.473 s	T_D	1.791 s	Parametri indipendenti <table> <tr><td>STATO LIMITE</td><td>SLV</td></tr> <tr><td>a_{gv}</td><td>0.014 g</td></tr> <tr><td>S_S</td><td>1.000</td></tr> <tr><td>S_T</td><td>1.000</td></tr> <tr><td>q</td><td>1.500</td></tr> <tr><td>T_B</td><td>0.050 s</td></tr> <tr><td>T_C</td><td>0.150 s</td></tr> <tr><td>T_D</td><td>1.000 s</td></tr> </table> Parametri dipendenti <table> <tr><td>F_v</td><td>0.791</td></tr> <tr><td>S</td><td>1.000</td></tr> <tr><td>η</td><td>0.667</td></tr> </table>	STATO LIMITE	SLV	a_{gv}	0.014 g	S_S	1.000	S_T	1.000	q	1.500	T_B	0.050 s	T_C	0.150 s	T_D	1.000 s	F_v	0.791	S	1.000	η	0.667
STATO LIMITE	SLV																																																
a_g	0.048 g																																																
$F_{0,s}$	2.679																																																
T_C	0.304 s																																																
S_S	1.500																																																
C_C	1.555																																																
S_T	1.000																																																
q	1.000																																																
S	1.500																																																
η	1.000																																																
T_B	0.158 s																																																
T_C	0.473 s																																																
T_D	1.791 s																																																
STATO LIMITE	SLV																																																
a_{gv}	0.014 g																																																
S_S	1.000																																																
S_T	1.000																																																
q	1.500																																																
T_B	0.050 s																																																
T_C	0.150 s																																																
T_D	1.000 s																																																
F_v	0.791																																																
S	1.000																																																
η	0.667																																																

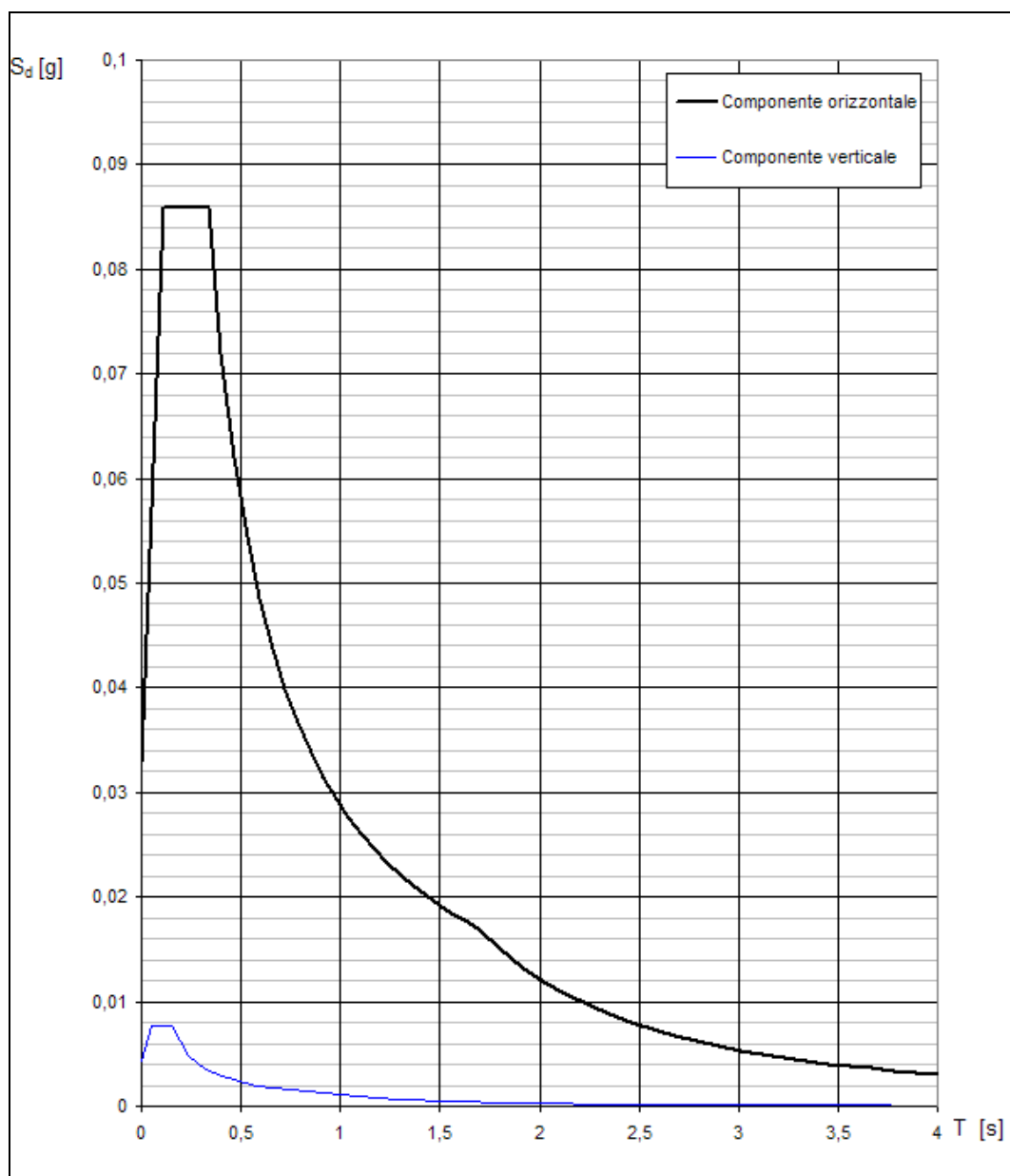


Figura 3 – Spettri di risposta per lo stato limite di operatività (SLO).

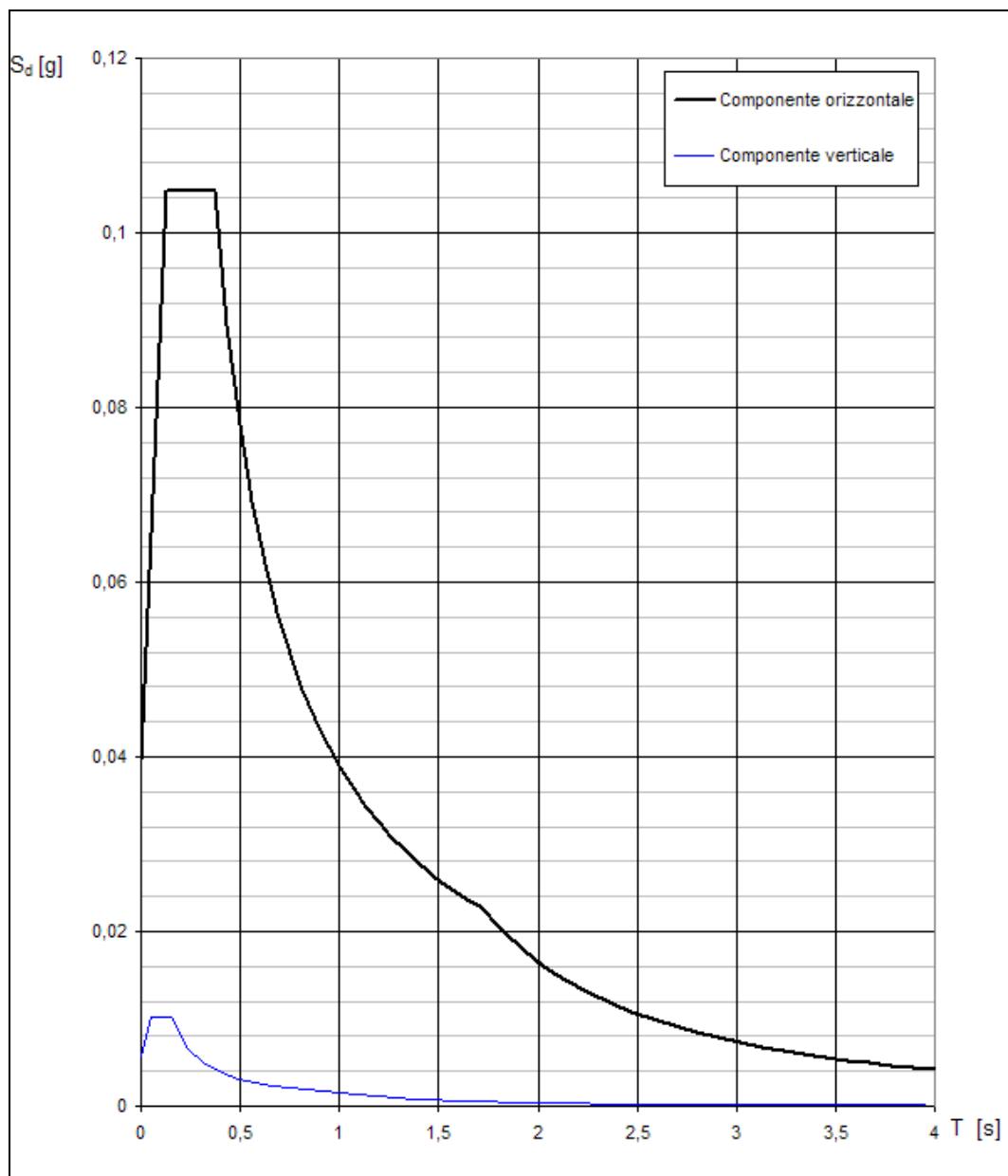


Figura 4 – Spettri di risposta per lo stato limite di danno (SLD).

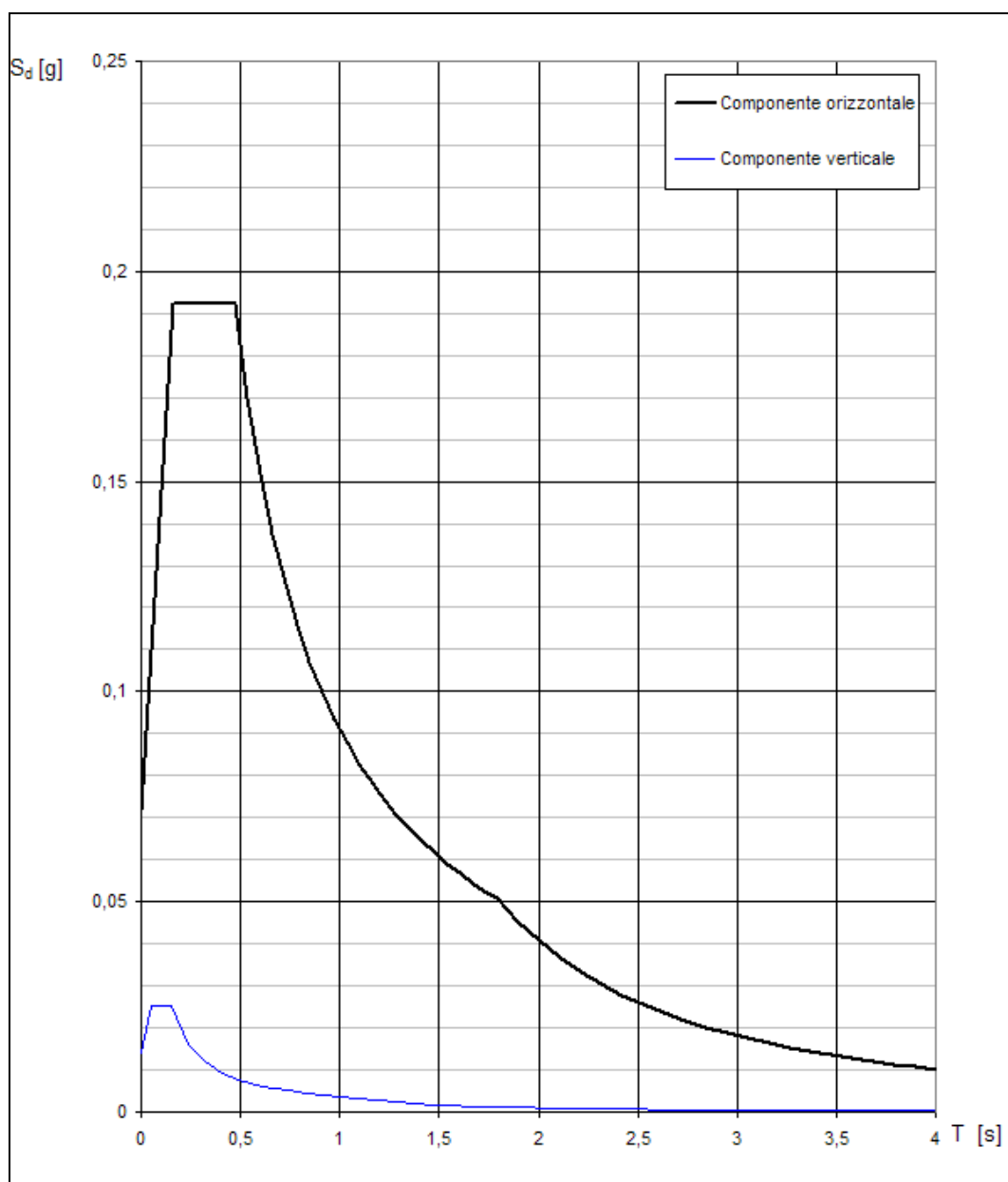


Figura 5 – Spettri di risposta per lo stato limite di salvaguardia della vita utile(SLV).

4.5 Combinazioni di carico

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (ai sensi del *D.M. 14/01/2008, paragrafo 2.5.3*):

- Combinazione fondamentale, per gli stati limite ultimi (SLU):

$$SD = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \Psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \Psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:

$$SD = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} Q_{k2} + \Psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

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

$$SD = G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2} + \Psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

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

$$SD = G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2} + \Psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

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

$$SD = E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2} + \dots$$

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

I coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU sono:

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Il valore dei coefficienti di combinazione usati sono invece i seguenti:

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 Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
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

Relativamente all'azione sismica AE, da prendersi in conto in un'apposita situazione di progetto sismica, essa viene schematizzata applicando, non contemporaneamente, in due direzioni ortogonali un sistema di forze orizzontali sismiche di intensità proporzionale alle masse presenti sui vari piani dell'edificio.

Si considerano le masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_k + \sum (\Psi_2 Q_k)$$

dove:

Ψ_2 coefficiente di combinazione dell'azione variabile Q_k , che tiene conto della ridotta probabilità che tutti i carichi variabili siano presenti sull'intera struttura in occasione del sisma.

4.6 Metodi di analisi e criteri di verifica dei locali tecnici in muratura

L'analisi e le verifiche statiche e sismiche dei fabbricati tecnici in progetto con struttura verticale in muratura portante, sono state condotte secondo i principi fondamentali e i metodi indicati ai capitoli 2, 4, 7 e 8 del D.M. 14.01.2008 e alla relativa circolare n. 617/2009. In particolare, relativamente ai metodi di calcolo si è fatto riferimento ai metodi di verifica semplificata alle tensioni ammissibili, in base a quanto previsto dal paragrafo 2.7 del D.M. 14.01.2008: "Per le costruzioni di tipo 1 e 2 e Classe d'uso I e II, limitatamente a siti ricadenti in Zona 4, è ammesso il Metodo di verifica alle tensioni ammissibili. Per tali verifiche si deve fare riferimento alle norme tecniche di cui al D.M. LL. PP. 14.02.92, per le

strutture in calcestruzzo e in acciaio, al D.M. LL. PP. 20.11.87, per le strutture in muratura e al D.M. LL. PP. 11.03.88 per le opere e i sistemi geotecnici. Le norme dette si debbono in tal caso applicare integralmente, salvo per i materiali e i prodotti, le azioni e il collaudo statico, per i quali valgono le prescrizioni riportate nelle presenti norme tecniche. Le azioni sismiche debbono essere valutate assumendo pari a 5 il grado di sismicità S, quale definito al § B. 4 del D.M. LL. PP. 16.01.1996, ed assumendo le modalità costruttive e di calcolo di cui al D.M. LL. PP. citato, nonché alla Circ. LL. PP. 10.04.97, n. 65/AA.GG. e relativi allegati”.

Si evidenzia, che, in conformità sempre al punto 4.5.6.3 del D.M. 14.01.2008, per i fabbricati con struttura portante in muratura in argomento, non risulta necessario eseguire verifiche nei confronti di stati limite di esercizio quando siano soddisfatte le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi.

Le resistenze di progetto impiegate per le verifiche sulla **muratura portante** sono le seguenti:

$$f_d = f_k / \gamma_M$$

$$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M$$

dove:

- f_k è la resistenza caratteristica a compressione della muratura;
- f_{vk} è la resistenza caratteristica a taglio della muratura in presenza delle effettive tensioni di compressione;
- γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura, comprensivo delle incertezze di modello e di geometria, in funzione delle classi di esecuzione più avanti precisate, e a seconda che gli elementi resistenti utilizzati siano di categoria I o di categoria II, assunto pari a 4,2 per le verifiche alle azioni statiche e pari a 2,0 per le verifiche alle azioni sismiche, ai sensi del *paragrafo 7.8.1.1 delle N.T.C. 2008*.

Con riferimento, quindi, al *paragrafo 3.3* si ha che la **resistenza di progetto per la muratura** vale:

$$f_d = f_k / \gamma_{Mst} \cong 1,20 \text{ N/mm}^2 \quad \text{per le verifiche statiche}$$

$$f_d = 0,25 \cdot f_k / \gamma_{Msis} \cong 0,62 \text{ N/mm}^2 \quad \text{per le verifiche sismiche}$$

La verifica di sicurezza globale dell'edificio tecnico, considerate anche la sue limitate dimensioni e regolarità in pianta e in altezza, oltre che la semplicità costruttiva, è stata, quindi,

condotta mediante il metodo semplificato previsto dai *paragrafi 4.5.6.4, 7.2.2 e 7.8.1.9 del D.M. 14.01.2008*, adottando e verificando le regole costruttive di dettaglio previste dal *paragrafo 7.8.1.9 delle N.T.C.-2008*. In particolare, per la condizione sismica, si è proceduto ad un'analisi globale semplificata di ciascuna costruzione con riferimento ai limiti indicati dalla *tabella 7.8.III delle N.T.C.* e verificando il soddisfacimento della seguente relazione:

$$\sigma = \frac{N}{0,65 \cdot A} < \frac{f_k}{\gamma_M} \quad \text{per la condizione statica}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} < 0,25 \cdot \frac{f_k}{\gamma_M} \quad \text{per la condizione sismica}$$

in cui N è il carico verticale totale alla base del piano dell'edificio corrispondente alla somma dei carichi permanenti e variabili (valutati ponendo $\gamma_G = \gamma_Q = 1$ della combinazione caratteristica), A è l'area totale dei muri portanti allo stesso piano e f_k è la resistenza caratteristica a compressione in direzione verticale della muratura sopra definita.

Relativamente all'azione sismica nei calcoli si è fatto riferimento ad un'azione pseudo- statica equivalente calcolata come segue:

$$P_s = a_{g,\max(SLV)} \cdot S \cdot W$$

dove:

$a_{g,\max(SLV)}$ è accelerazione massima attesa precedentemente calcolata, per lo stato limite ultimo considerato (SLV);

$S = S_S$ e S_T dove S_S ed S_T sono i coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica precedentemente definiti;

W è il “*peso sismico*” della struttura, assunto pari a G (carichi permanenti strutturali e portati) + $0,3 \cdot Q$ (azioni variabili per relativo coefficiente di combinazione sismica).

Vista la semplicità costruttiva, le dimensioni limitate dei fabbricati in questione e la zona sismica del sito, non si è ritenuto necessario eseguire verifiche più approfondite e dettagliate condotte, ad esempio, attraverso metodi di analisi statica non lineare (push-over), ritenendo, in tal senso, sufficienti e compatibili i risultati ottenuti con il suddetto metodo di verifica semplificato.

4.7 Metodo di analisi e criteri di verifica relativi alle strutture in c.c.a.

La valutazione della sicurezza delle strutture in progetto in calcestruzzo armato (cordoli di fondazione, solai in laterocemento e cordoli di piano) è stata condotta secondo i principi fondamentali ed i metodi indicati al *capitolo 2* del D.M. 14.01.2008. In particolare l'analisi strutturale, volta alla valutazione degli effetti delle azioni, è stata condotta mediante il metodo di *analisi elastica lineare*, con lo scopo di stabilire la distribuzione delle forze interne, delle tensioni, delle deformazioni e degli spostamenti nelle strutture. Per la determinazione degli effetti delle azioni, le analisi saranno, quindi, effettuate assumendo:

- sezioni interamente reagenti con rigidezze valutate riferendosi al solo calcestruzzo;
- relazioni tensione deformazione lineari;
- valori medi del modulo d'elasticità.

Ai fini della valutazione della resistenza ultima delle sezioni di elementi monodimensionali nei confronti di sforzo normale e flessione, si adotteranno, inoltre, le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima.

Relativamente ai metodi di calcolo, come già indicato in precedenza, si farà riferimento al metodo degli stati limite, secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008. Le suddette norme saranno applicate integralmente anche per quanto riguarda i materiali e i prodotti, le azioni e il collaudo statico.

Ai fini delle verifiche strutturali dovrà risultare sempre soddisfatta la seguente relazione:

$$\mathbf{R_d \text{ (Resistenza di progetto)} > E_d \text{ (Effetto delle azioni di progetto)}}$$

dove R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate ed E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto delle azioni e ai coefficienti di combinazione come indicato nel § 2.5.3 delle *N.T.C.*.

4.7.1 Resistenze di calcolo

In generale, le resistenze di calcolo f_d dei materiali, calcestruzzo ed acciaio, sono ottenute mediante l'espressione:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}$$

dove:

- f_k è la resistenza caratteristica del materiale considerato;
- γ_M è il coefficiente parziale per le resistenze, comprensivo delle incertezze del modello e della geometria, che può variare in funzione del materiale, della situazione di progetto e della particolare verifica in esame.

I valori specifici dei parametri caratteristici dei materiali per uso strutturale sono stati, pertanto, dedotti dalle formule indicate al *paragrafo 4.1.2.1.1* del citato D.M. che vengono riportate di seguito:

▪ **resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo:**

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

dove:

- α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata ed è pari a 0,85;
- γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo ed è pari a 1,5;
- f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

▪ **resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo:**

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$$

dove:

- γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo ed è pari a 1,5;
- f_{ctk} è la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo e vale:

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$$

dove:

- f_{ctm} è la resistenza media a trazione semplice del calcestruzzo e vale:

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

dove:

f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

- **resistenza di calcolo dell'acciaio:**

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

dove:

γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio ed è pari a 1,15;

f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

Con riferimento, quindi, alle caratteristiche tecniche – prestazionali indicate al capitolo 3, si sono, in definitiva assunti i seguenti valori principali di resistenza di calcolo:

Calcestruzzo C25/30 – R_{ck} 30 N/mm²:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{R'_{ck} \cdot 0,83}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{25,0}{1,5} \cong 14,17 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot (0,3 \cdot f_{ck}^{2/3})}{\gamma_c} = 1,20 \text{ N/mm}^2$$

Calcestruzzo C32/40 – R_{ck} 40 N/mm²:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{R'_{ck} \cdot 0,83}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{32,0}{1,5} \cong 18,13 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot (0,3 \cdot f_{ck}^{2/3})}{\gamma_c} = 1,41 \text{ N/mm}^2$$

Acciaio per c.a. B450C controllato in stabilimento:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1,15} = 391 \text{ N/mm}^2$$

Acciaio per laminati a caldo classe S355 e S275:

$$f_d = \frac{f_y}{\gamma_M} = \frac{355}{1,0} = 355 \text{ N/mm}^2 \quad f_d = \frac{f_y}{\gamma_M} = \frac{275}{1,0} = 275 \text{ N/mm}^2$$

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura si dedurranno, a partire dalle deformazioni, utilizzando i rispettivi diagrammi tensione-deformazione.

I diagrammi costitutivi del calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al *paragrafo 4.1.2.1.2.2 del D.M. 14 gennaio 2008*; in particolare sia per le verifiche effettuate a pressoflessione retta che per le verifiche degli elementi a pressoflessione deviata è stato adottato il modello “*parabola-rettangolo*” indicato dal diagramma (a) riportato nella figura sottostante:

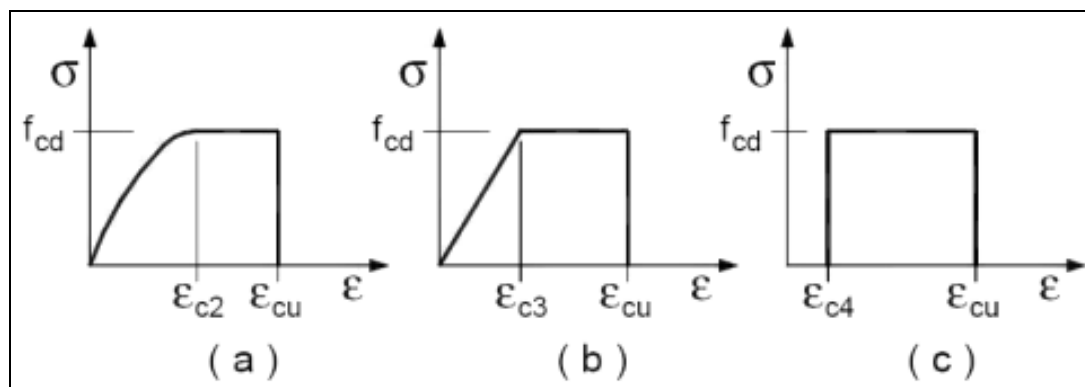


Figura 6a - Modelli di calcolo tensione-deformazione per il calcestruzzo.

Per le classi di resistenza del calcestruzzo pari o inferiori a C50/60 si può porre:

- $\varepsilon_{c2} = 2.0\text{‰}$;
- $\varepsilon_{cu} = 3.5\text{‰}$.

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.3 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare è stato, quindi, adottato il modello elastico perfettamente plastico indefinito nel seguito rappresentato (diagramma (b))

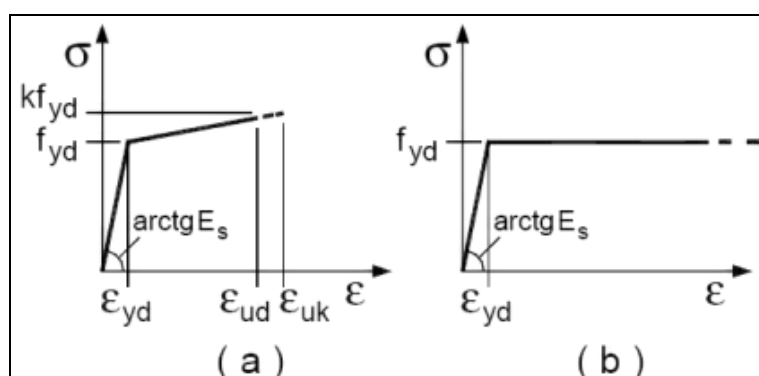


Figura 6b - Modelli di calcolo σ - ε per l'acciaio.

Tutti i materiali impiegati dovranno essere, comunque, verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa (capitolo 11 D.M. 14.01.2008) e in base a quanto già indicato al capitolo 3 della presente relazione.

4.7.2 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

4.7.2.1 Dimensionamento armature longitudinali (verifica flessione)

Allo Stato Limite Ultimo i momenti flettenti sollecitanti di progetto M_{Ed} sono calcolati con i metodi dell'analisi strutturale per i carichi della combinazione fondamentale:

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

Una sezione inflessa da un momento di progetto di SLU M_{Ed} è verificata se è soddisfatta la relazione:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

Per il calcolo dello stato tensionale sono valide le tre ipotesi esposte precedentemente:

Il metodo definisce “*configurazioni deformate di SLU*” di una sezione solo quelle configurazioni in cui almeno uno dei materiali acciaio e calcestruzzo raggiunge la deformazione ultima del proprio diagramma di progetto. Solo tali configurazioni sono convenzionalmente definite “*di stato limite ultimo*”.

In flessione le configurazioni deformate di una sezione di interesse allo SLU sono, dunque, tutte e solo quelle in cui la deformazione del calcestruzzo al bordo compresso è pari alla deformazione ultima $|\epsilon_c| = |\epsilon_{cu2}|$ mentre la deformazione ϵ_s dell'acciaio è compresa tra la deformazione nulla $\epsilon_s = 0$ e la deformazione ultima ϵ_{ud} . Per le sezioni inflesse sono $N_{Ed} = 0$ e $M_{Ed} \neq 0$. Perché risulti $N_{Ed} = 0$ deve essere (vedi *figura 7*):

$$C + S' = S \qquad \beta_1 f_{cd} x_u b + \sigma'_s A'_s = \sigma_s A_s$$

L'asse neutro “taglia” la sezione alla profondità x_u , tale valore permette il calcolo della risultante C delle tensioni del calcestruzzo compresso.

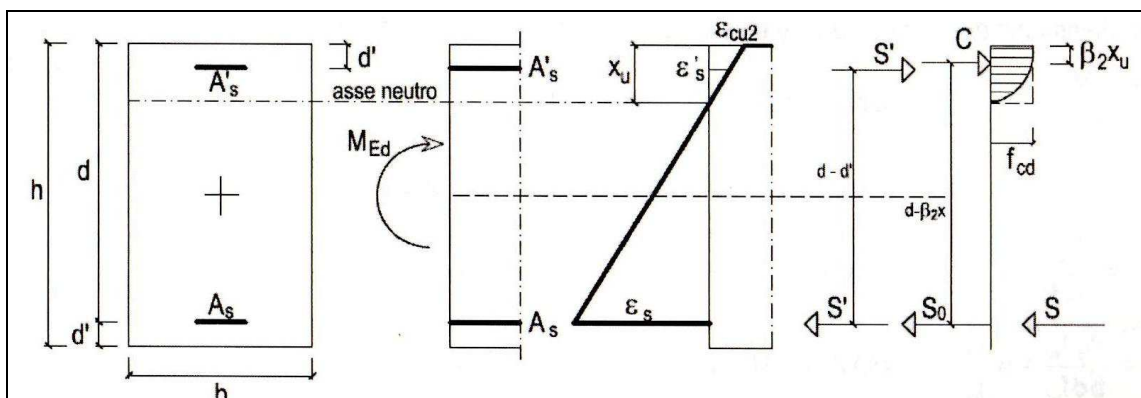


Figura 7.

Il momento resistente di SLU M_{Rd} è somma di due coppie, una coppia calcestruzzo-acciaio $C - S_0$ formata dalla risultante C del calcestruzzo compresso e S_0 di parte dell'armatura tesa il cui braccio di leva è $z = (d - \beta_2 x_u)$, e una coppia $S' - S$ formata dalle risultanti S' dell'armatura compressa e della parte restante dell'armatura tesa, con braccio di leva $(d - d')$ (vedi figura 7):

$$M_{Rd} = C z + S' (d - d')$$

$$M_{Rd} = \beta_1 f_{cd} x_u b (d - \beta_2 x_u) + \sigma'_s A_{s'} = \sigma'_s A_{s'} (d - d')$$

Avendo come dati le caratteristiche dei materiali acciaio – calcestruzzo e le dimensioni geometriche b, d della sezione considerata, le incognite di progetto sono tre: la larghezza della zona compressa e le aree d'armatura $A_{s'}$ e A_s . Se si fissa un rapporto $A_{s'}/A_s$ le due equazioni sopra riportate (una di equilibrio alla traslazione e una di equilibrio alla rotazione) permettono di determinare la larghezza della zona compressa e l'area A_s dell'armatura tesa.

Dal progetto si ottengono quantità teoriche che sono successivamente arrotondate per eccesso. Tale arrotondamento garantisce che la capacità portante M_{Rd} della sezione sia maggiore di quella minima teorica: progetto e verifica costituiscono dunque di fatto un'unica fase.

4.7.2.2 Dimensionamento armature trasversali (verifica taglio)

Le armature trasversali in grado di portare una forza di taglio V sono quelle che, inclinate da 45° a 90° sull'asse longitudinale di un elemento, attraversano l'asse neutro collegando il corrente inferiore teso con il corrente superiore compresso. Tali armature, per essere efficaci, devono essere debitamente ancorate in entrambi i correnti.

Negli elementi privi di armatura trasversale sotto l'effetto dei carichi nascono fessure sub verticali, oltre che nella zona prevalentemente inflessa, anche nella zona di flessione/taglio. In assenza di armature trasversali per il trasferimento della forza di taglio si

ipotizza un meccanismo resistente arco-tirante in cui l'arco è costituito dal calcestruzzo compresso e il tirante dalle armature inferiori tese ancorate alle estremità (figura 8).

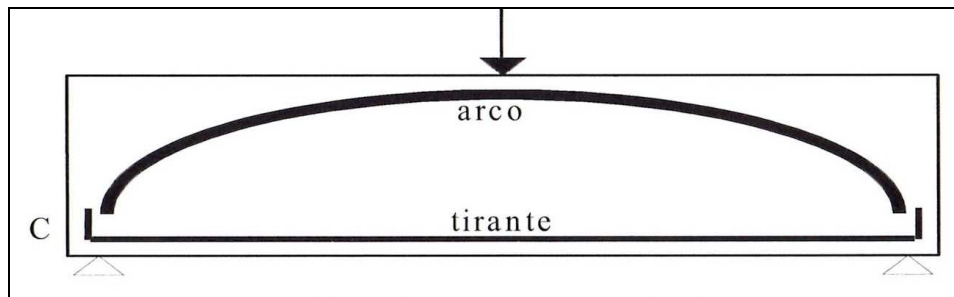


Figura 8.

Perché il meccanismo arco-tirante sia efficace alle estremità della trave deve essere presente un'adeguata quantità d'armatura al bordo inferiore della sezione. Ipotizzando che il corrente compresso incida nel nodo di estremità con un angolo di 45°, per l'equilibrio nasce nel corrente teso una forza di trazione di intensità pari alla forza di taglio V .

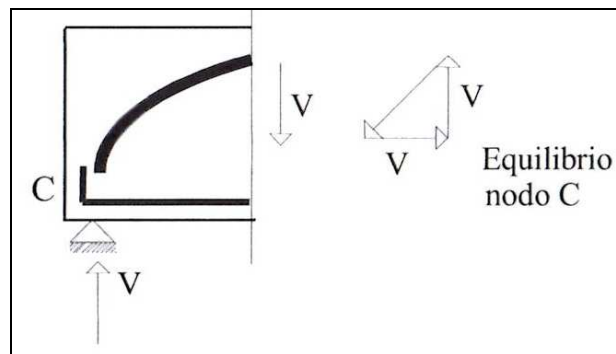


Figura 9.

La capacità portante V_{Rd} di un elemento non armato a taglio vale (secondo D.M. 14.01.2008, paragrafo. 4.1.2.1.3.1):

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Per cui deve essere rispettata la seguente disuguaglianza:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

In presenza di significativi sforzi di trazione, la resistenza a taglio del calcestruzzo è da considerarsi nulla e, in tal caso, non è possibile adottare elementi sprovvisti di armatura trasversale.

Per elementi dotati di armatura trasversale (staffe, barre piegate,...) il D.M. 14.01.2008 e l'EC2 schematizzano la trave con una sovrapposizione di reticoli isostatici costituiti ciascuno da bielle di calcestruzzo compresse inclinate dell'angolo θ , bielle tese formate dalle armature trasversali disposte con un angolo α compreso tra 45° e 90° rispetto alla linea d'asse della trave, corrente superiore compresso e corrente inferiore teso (*modello di Morsch – figura 10*).

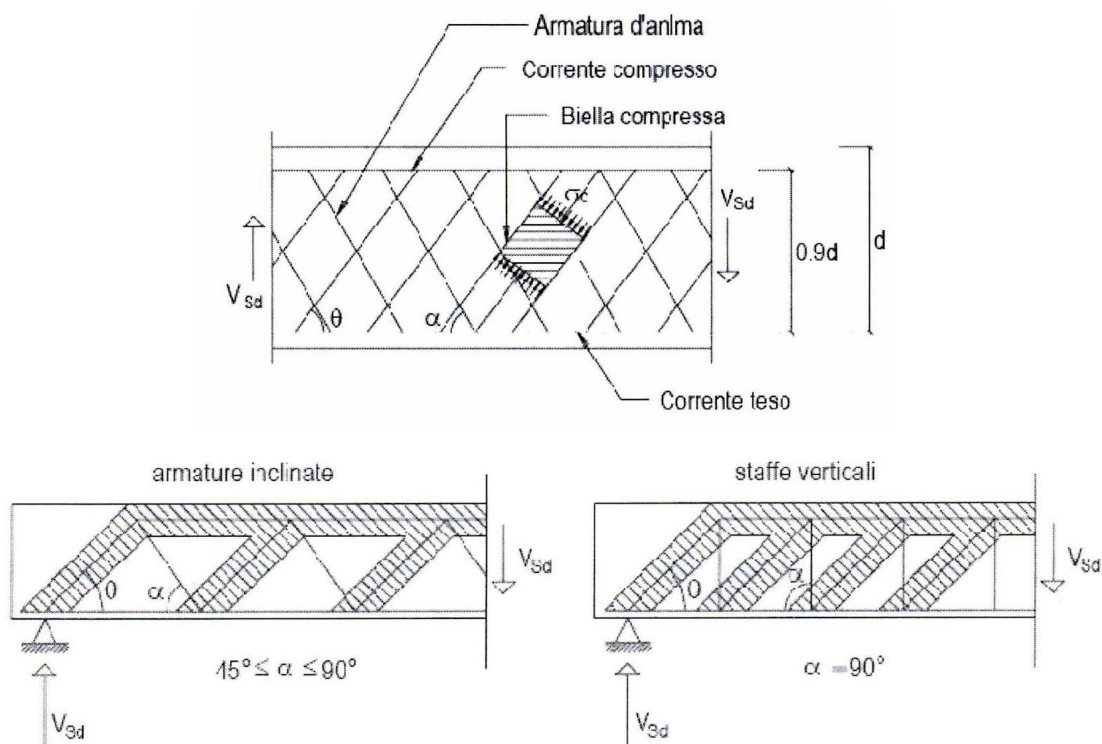


Figura 10.

Le sollecitazioni nelle bielle del reticolo isostatico si calcolano con semplici equazioni d'equilibrio alla traslazione.

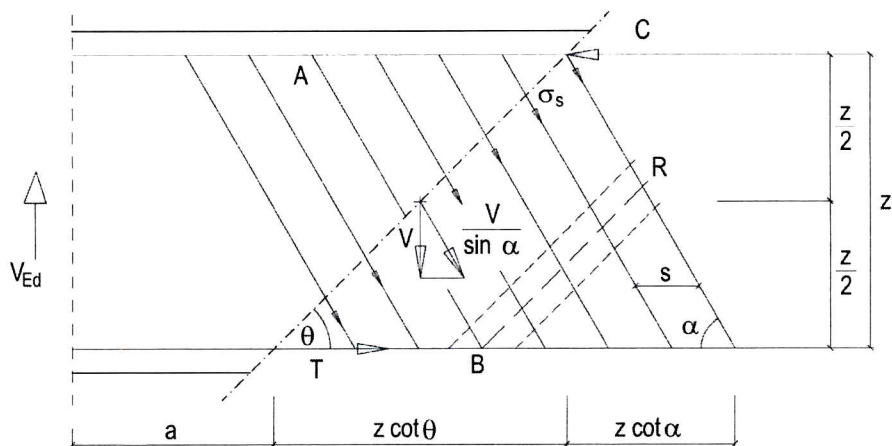


Figura 11.

In base al paragrafo 4.1.2.1.3.2 del D.M. 14.01.2008, l'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2,5$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio allo SLU agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a “taglio trazione” si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a “taglio compressione” si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

Le verifiche che devono essere soddisfatte in questo caso sono:

- 1) $V_{Ed} \leq V_{Rdc}$ per la verifica a compressione del calcestruzzo d'anima;
- 2) $V_{Ed} \leq V_{Rds}$ per la verifica a trazione delle armature trasversali;
- 3) $V_{Rds} \leq V_{Rdc}$ per la verifica delle condizioni di duttilità.

4.7.3 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Anche se il progetto delle sezioni e delle armature di un elemento inflesso si effettua, di regola, per le sollecitazioni di stato limite ultimo (SLU), la verifica degli stati limite d'esercizio (SLE) può in molti casi limitare le scelte progettuali. Per evitare che una struttura progettata allo SLU non verifichi gli SLE è opportuno tener conto di questi ultimi nel definire i criteri di predimensionamento allo SLU della geometria degli elementi strutturali.

Gli stati limiti d'esercizio di cui tratta il D.M. 14.01.2008 riguardano quelle condizioni d'uso di una struttura che possono avere un risvolto diretto sulla fruibilità, ma non comportano pregiudizio per l'incolumità delle persone.

Valgono le seguenti considerazioni:

- 1) per la minor severità delle conseguenze legate al superamento di uno stato limite di

esercizio i coefficienti di sicurezza parziali delle azioni hanno valore $\gamma_F = 1,0$ minore che allo stato limite ultimo. Analogamente per le resistenze si assume $\gamma_M = 1,0$. il calcolo dunque si basa sui valori “*caratteristici*” di azioni e resistenze. Per alcune grandezze meccaniche (modulo E, coefficiente di ritiro, ecc.) si adottano, anziché i valori caratteristici, i valori medi.

- 2) Per strutture non precomprese per la verifica di **limitazione delle tensioni** si utilizzano due combinazioni: la combinazione di carico quasi permanente QP e la combinazione di carico caratteristica (rara) CA. Per lo stato **limite di fessurazione** si utilizza, invece, la combinazione di carico quasi permanente QP.
- 3) Per i diversi stati limite di esercizio i valori da non superare sono fissati nella norma di riferimento (D.M. 14.01.2008) o nei capitolati, se legati alle condizioni d’uso di una particolare opera.
- 4) Per il calcolo degli effetti dei carichi (fessure, deformazioni, tensioni, ecc.) oggetto degli SLE si possono utilizzare modelli basati sul comportamento elastico lineare dei materiali. Per il calcestruzzo armato si può utilizzare il modello della sezione omogeneizzata parzializzata.

4.7.3.1 Verifica di fessurazione

La presenza di fessure nelle strutture inflesse di calcestruzzo armato non precompresso è inevitabile tanto che è alla base dei modelli di calcolo delle strutture in c.a. (sezioni parzializzate). Ciò nonostante l’ampiezza delle fessure deve risultare limitata, oltre che per ragioni estetiche, soprattutto per non ridurre la protezione delle armature all’aggressività ambientale.

Il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

- $w_1 = 0,2 \text{ mm}$;
- $w_2 = 0,3 \text{ mm}$;
- $w_3 = 0,4 \text{ mm}$.

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a

quanto indicato nella *Tab. 4.1.III del D.M. 14.01.2008* con riferimento alle classi di esposizione definite nelle *Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici*.

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili, alle quali appartengono gli acciai da precompressione;
- armature poco sensibili, relative agli acciai ordinari.

Per gli acciai zincati e per quelli inossidabili si può tener conto della loro minor sensibilità alla corrosione.

Nella *Tab. 4.1.IV del D.M. 14.01.2008* sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Il valore di calcolo dell'apertura delle fessure w_d , da confrontare con i valori limite indicati nella tabella precedente, è ottenuto applicando la procedura proposta nel *paragrafo C4.1.2.2.4.6 2 febbraio 2009, n. 617*.

Per i manufatti previsti in attuazione con il presente progetto, caratterizzati da armature “poco sensibili” e da condizioni ambientali “aggressive” verrà sviluppata una verifica alla fessurazione con riferimento al limite “ w_2 ” per la condizione frequente e “ w_1 ” per quella quasi permanente, in modo tale da tenere prudenzialmente in conto i possibili effetti sulle opere dovuti alla maggiore potenzialità chimica dei reflui, ai ripetuti cicli di gelo e disgelo (tra stagione estiva e invernale), oltre che a possibili difetti esecutivi e riduzioni di copriferro localizzate.

4.7.3.2 Verifica delle tensioni di esercizio

La verifica delle tensioni in esercizio è effettuata nelle usuali ipotesi di comportamento lineare dei materiali, trascurando la resistenza a trazione del calcestruzzo teso.

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si verifica che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti indicati nel *paragrafo 4.1.2.2.5.1 del D.M. 14.01.2008*.

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione di carico caratteristica (rara);}$$

$$\sigma_c < 0,40 f_{ck} \text{ per combinazione di carico quasi permanente.}$$

La massima tensione di trazione per l'acciaio dell'armatura tesa σ_s , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,80 f_{yk}$$

Nei calcoli per azioni di breve durata può assumersi il valore del modulo di elasticità del calcestruzzo E_c dato dall'equazione 11.2.5 delle *N.T.C. – D.M. 14.01.2008*, ed un modulo di elasticità dell'acciaio E_s pari a 210.000 N/mm². Tale valore può essere opportunamente ridotto nel caso di fili, trecce e trefoli da cemento armato precompresso.

Nel caso di azioni di lunga durata, gli effetti della viscosità del calcestruzzo si possono tenere in conto riducendo opportunamente il modulo di elasticità E_c mediante l'introduzione del coefficiente di viscosità ϕ definito al *paragrafo 11.2.10.7 delle N.T.C.* in funzione del grado di umidità relativa dell'ambiente esterno.

4.7.4 Iterazione e modellazione terreno – fondazioni

I manufatti previsti in progetto sono costituiti da fondazioni di tipo diretto a platea, in grado di distribuire ottimamente ed in maniera uniforme le sollecitazioni trasmesse dalle azioni di calcolo. L'iterazione tra dette strutture di fondazione e il terreno assunta ai fini di calcolo è stata, quindi, rappresentata mediante una schematizzazione su suolo elastico alla Winkler (1867). Sono stati, quindi, utilizzati dei vincoli elastici costituiti da molle traslazionali, reagenti linearmente ed aventi un modulo di reazione verticale k_w variabile in funzione sia della forma e delle dimensioni delle fondazioni che del loro piano di posa (approfondimento) rispetto al piano di riferimento nonché dall'entità dei carichi applicati. Il

modulo di reazione orizzontale, per simulare anche l'effetto dell'attrito alla base tra terreno e fondazione, con la conseguente notevole riduzione degli spostamenti in direzione x e y, rispetto a quelli in direzione z, è stato convenzionalmente assunto di un ordine di grandezza superiore rispetto a quello verticale, ovvero pari a circa 10 volte rispetto a quest'ultimo.

Il modello di Winkler, con notevole semplificazione e al solo fine del calcolo delle sollecitazioni sugli elementi strutturali, caratterizza, quindi, il sottosuolo attraverso una relazione lineare tra il cedimento di un punto dell'interfaccia terreno-fondazione, e la pressione $\sigma_T(x)$ agente nello stesso punto:

$$\sigma_T(x) = k_w \cdot \delta(x)$$

dove k_w [F/L³] è detta “costante di sottofondo” o “coefficiente di reazione verticale del terreno” ed è valutabile in funzione del tipo di terreno e $\delta(x)$ è la funzione abbassamento, ovvero cedimento, della fondazione di calcolo.

In tal senso la tensione massima trasmessa dalla platea di fondazione sul terreno si ottiene direttamente dall'analisi strutturale moltiplicando l'abbassamento o cedimento massimo di calcolo per la costante di sottofondo k_w di Winkler assunta. Tale valore è direttamente confrontabile con quello di capacità portante della fondazione desunto dalla relazione geotecnica di progetto e calcolato secondo la teoria di Terzaghi e il metodo di Brinch – Hansen, per la condizione di stato limite assunta.

La stima del modulo di reazione verticale del terreno da inserire nel modello numerico è stata effettuata utilizzando la formula proposta da Bowles (1974) e calcolando preliminarmente l'ipotetico cedimento a tempo infinito delle diverse fondazioni in progetto nei confronti dei carichi statici agenti.

$$k_w = 40 \cdot Q_a \cdot FS \cdot (2,54 / \delta) = 40 \cdot Q_{ult} \cdot (2,54 / \delta)$$

dove:

- Q_a è la pressione ammissibile di esercizio sul terreno, pari a Q_{ult} / FS ;
- Q_{ult} è la pressione ultima del terreno corrispondente ad un cedimento di un pollice;
- 40 è un coefficiente sperimentale introdotto da Bowles corrispondente valevole per il suddetto cedimento limite di un pollice (2,54 cm);
- FS è il fattore di sicurezza (safety factor), assunto pari a 3;
- δ è il cedimento di calcolo.

Per quanto riguarda la stima dei cedimenti si è, invece, fatto riferimento al metodo di Burland and Burbidge (1985), valido per terreni incoerenti (sabbie) sulla scorta dei risultati ottenuti dalle prove penetrometriche dinamiche (Nspt) disponibili in prossimità del sito oggetto dei lavori (si veda a tal proposito la *Relazione geotecnica* allegata al progetto) e in funzione delle dimensioni delle fondazioni e del loro approfondimento:

$$\delta = \sigma'_{v0} \cdot B^{0,7} \cdot \frac{I_c}{3} + (q - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0,7} \cdot I_c \quad [mm]$$

dove:

- δ è il cedimento di calcolo, a lungo termine;
- I_c è l'indice di compressibilità, correlato al valore N delle prove penetrometriche dinamiche e pari a: $1,7 / N^{1,4}$; a tal proposito si evidenzia che il valore di Nspt assunto per la stima di tale indice, è stato, quindi, riferito alla profondità di posa delle fondazioni dei manufatti principali in progetto variabile da circa 1,5 m a circa 6,0 m rispetto al piano campagna attuale di stato di fatto, considerando, altresì, la bonifica preliminare del terreno e la contestuale realizzazione dello strato di sottofondo delle fondazioni in misto naturale, con funzione di migliorare ed omogeneizzare le caratteristiche dello strato di terreno più superficiale e direttamente interessato dalle opere di fondazione, al di sotto del quale si determina un graduale e progressivo miglioramento delle proprietà geomeccaniche del terreno. Per i suddetti motivi, in considerazione dei risultati delle indagini geognostiche e delle suddette considerazioni, è stato cautelativamente assunto un valore di Nspt di calcolo pari a 15.
- q è il carico unitario, espresso in kN/m^2 (carico distribuito sulla platea di fondazione dovuto al peso proprio e ai carichi permanenti portati dalla struttura);
- σ'_{v0} è la tensione litostatica nel caso in cui la fondazione sia posta ad una profondità cui corrisponde una tensione di preconsolidazione cautelativamente stimata per un approfondimento del piano di fondazione non superiore al metro;
- B è la larghezza della fondazione la quale determina una corrispondente profondità d'influenza secondo il seguente grafico:

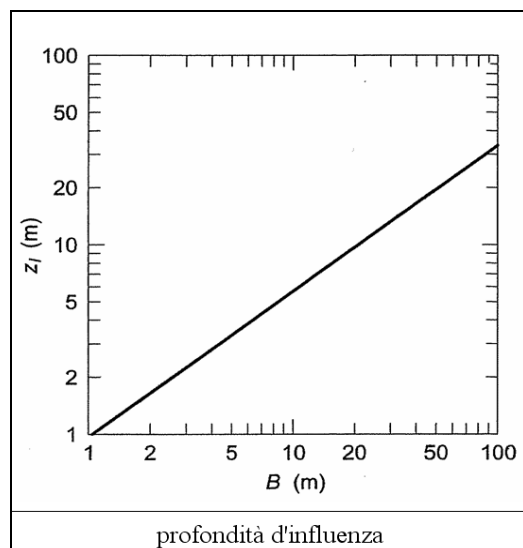


Figura 12 – Grafico per le determinazione della profondità d’influenza in funzione della larghezza della fondazione.

La tabella seguente riporta, quindi, per ciascun manufatto progettualmente previsto, i relativi valori della costante di sottofondo determinati secondo le modalità sopra descritte e assunti nei calcoli, comprensivi di un coefficiente di sicurezza pari a 3,0:

Manufatti impianto di depurazione	Stima costante di sottofondo [kN/m³]
Vasca di grigliatura e sollevamento iniziale	$\cong 10000$
Vasca di dissabbiatura e disoleatura	$\cong 10000$
Vasca di accumulo	$\cong 6000$
Vasca di denitrificazione e ossidazione “A”	$\cong 5000$
Pozzetto di ripartizione sedimentatori secondari	$\cong 9000$
Vasca di addensamento fanghi	$\cong 10000$
Vasca di disinfezione finale	$\cong 7000$
Locali tecnici	$\cong 5000$
Stazioni di sollevamento di Lido e Comuna	$\cong 10000$

Tabella 7 – Costante di sottofondo applicata per la modellazione del terreno dei manufatti in progetto.

4.7.5 Codice di calcolo e modello di analisi strutturale

La modellazione e il calcolo della platea di fondazione sono stati effettuati tramite il codice di calcolo numerico agli elementi finiti *Midas Gen 2014*, numero di serie: USGW000515, prodotto da Harpaceas S.r.l. di Milano.

Il modello assunto per l'analisi strutturale è costituito da elementi a piastra (plate) opportunamente suddivisi in mesh di calcolo con altezze delle sezioni pari a quelle di progetto. Al modello sono stati, quindi, applicate le azioni e i carichi e sovraccarichi per come definiti nella presente relazione e le condizioni al contorno di vincolo con il terreno di fondazione, come definite al *paragrafo 4.6.4*. Il software ripartisce e calibra in automatico la costante di sottofondo stimata alle dimensioni e alla geometria degli elementi di calcolo e dei relativi nodi.

5. Risultati di calcolo e verifiche strutturali

Il presente capitolo riporta i risultati di calcolo e le verifiche strutturali a stato limite ultimo e di esercizio pertinenti a ciascun manufatto previsto in progetto svolti sulla base dei metodi di analisi e di calcolo indicati al *capitolo 4* della presente relazione e in ottemperanza alla presente fase di progettazione esecutiva ai sensi del D.Lgs. 163/2006 e ss.mm.ii. e del D.P.R. 207/2010 e ss.mm.ii..

Le armature e le sezioni di progetto sono state, inoltre, conformate ai dettagli costruttivi previsti dai paragrafi 4.1.6 e 7.4.6 delle N.T.C.-2008 e relativa Circolare n. 617/2009, prevedendo, altresì, opportune armature di rinforzo in posizione d'angolo delle pareti di ciascuna vasca o manufatto e sulle platee di fondazione in corrispondenza di eventuali apparecchiature elettromeccaniche e sovraccarichi localizzati, atte ad assicurare sia un idoneo comportamento scatolare delle costruzioni che ad assorbire eventuali tensioni localizzate, soprattutto nei confronti degli stati limite di esercizio e di fessurazione.

Si riportano, quindi, nel seguito i risultati di calcolo e le relative verifiche condotte sulle costruzioni progettualmente previste aventi rilevanza strutturale ed elencate in premessa.

5.1 Vasca di grigliatura e sollevamento iniziale

La vasca di grigliatura e sollevamento iniziale dell'impianto di depurazione progettualmente prevista andrà a sostituire quella esistente, al fine di adeguarne la funzionalità e la capacità di trattamento alle nuove previsioni di portata (fino a 10 Qn). Essa sarà interamente realizzata con struttura in c.c.a. gettato in opera.

Le portate reflue in ingresso all'impianto verranno dapprima convogliate in un pozzetto in testa al comparto grigliatura-sollevamento, avente dimensioni interne di m 2,50 x 2,70 x 4,70 (h), con la duplice funzione di deposito preliminare di eventuale materiale solido grossolano e di misurazione delle portate in ingresso all'impianto tramite misuratore di livello ad ultrasuoni. La grigliatura avverrà, quindi, sulla prosecuzione laterale del pozzetto suddetto in un canale dalle dimensioni interne di m 0,90 x 3,90 (h) nel quale sarà installato uno sgrigliatore oleodinamico a pettine rotante. A valle della grigliatura grossolana la portata reflua verrà, quindi, direzionata all'impianto di sollevamento, il quale sarà costituito da due vasche parallele, unite dal punto di vista strutturale e costruttivo, dotate di n. 3 elettropompe con portata 70 l/s cadauna e prevalenza 10 m/cad a funzionamento alternato secondo gestione

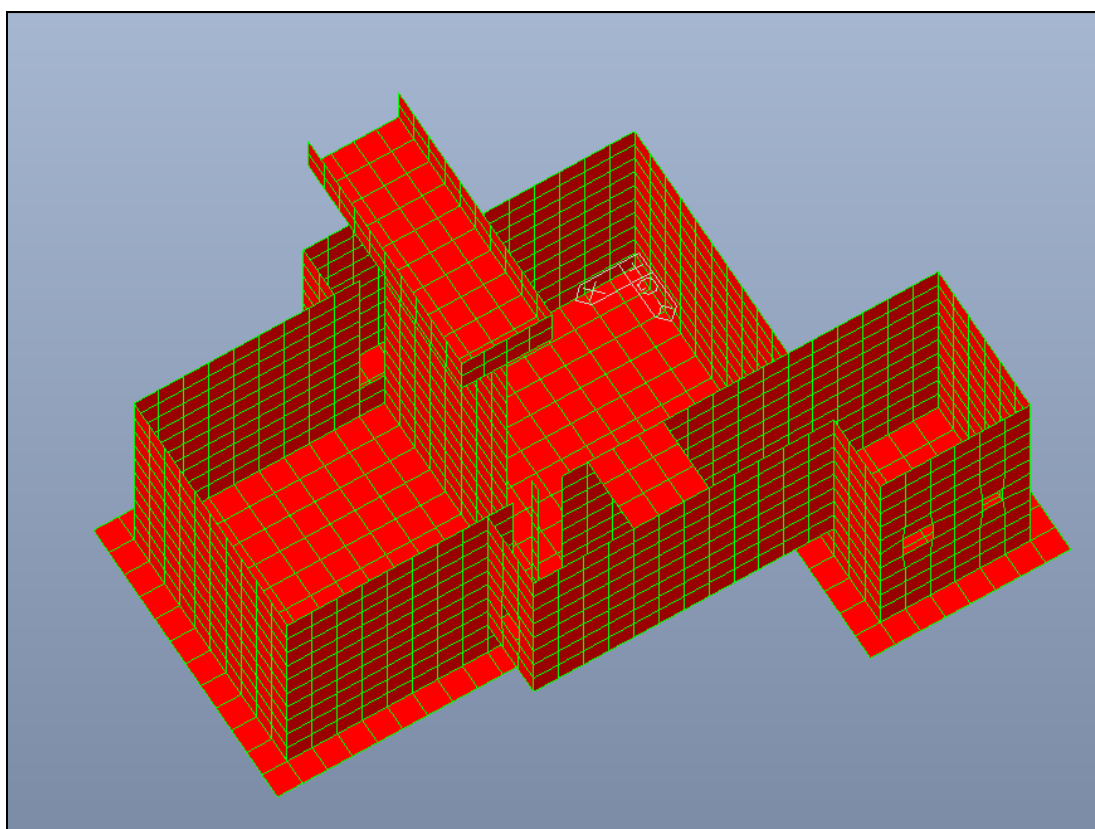
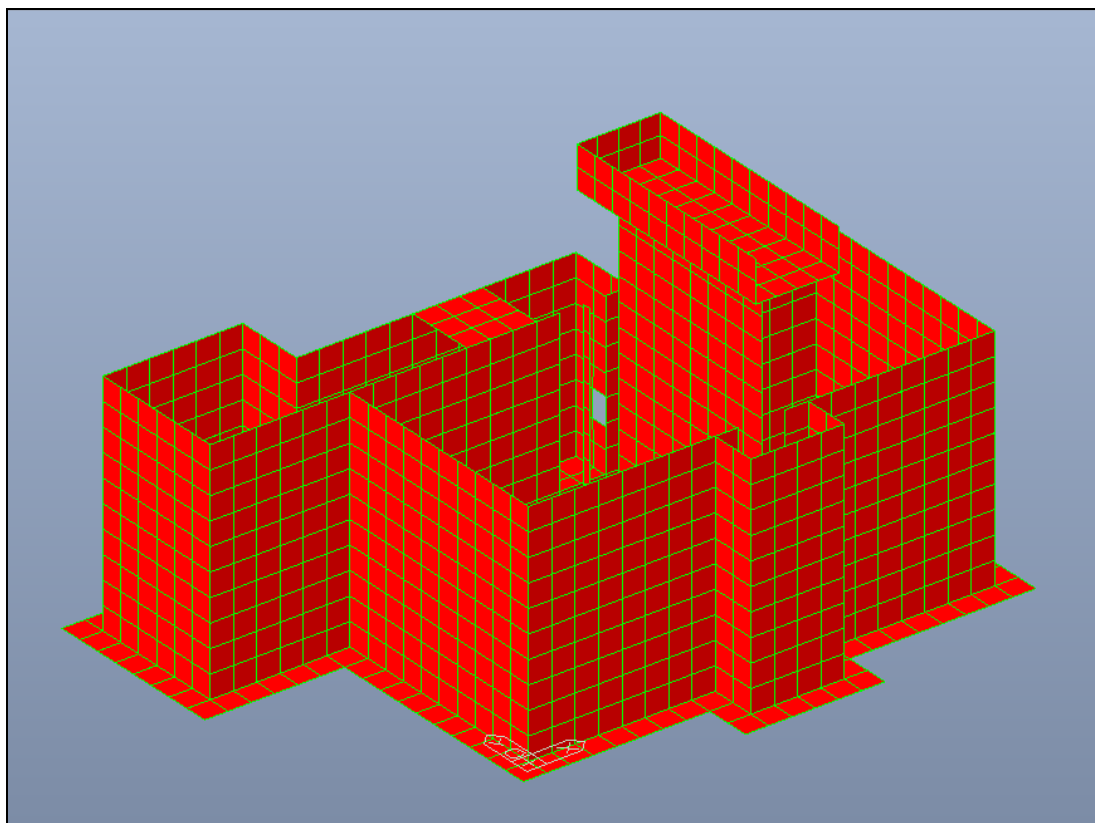
da PLC. Le vasche avranno ciascuna dimensioni interne nette pari a m 4,65 x 4,80 x 5,10 m (h), per un volume lordo di circa 110 m³/cad. Le due vasche saranno separate da un setto centrale, in sommità del quale troverà alloggiamento il canale di destinazione delle portate sollevate e di convogliamento delle stesse al disoleatore-dissabbiatore successivo. Lo spessore della fondazione e delle pareti delle vasche di sollevamento sarà pari a 40 cm.

Le verifiche sono state condotte sia per la condizione di vasche vuote, con l'applicazione dell'azione spingente del terreno a tergo dei muri in condizioni permeabili di falda e sismiche, che in condizioni di vasche piene. La platea di fondazione è stata, inoltre, verificata, in via cautelativa anche nell'ipotesi di malfunzionamento dell'impianto, con carico idrostatico nelle vasche assunto pari a circa 4,0 m.

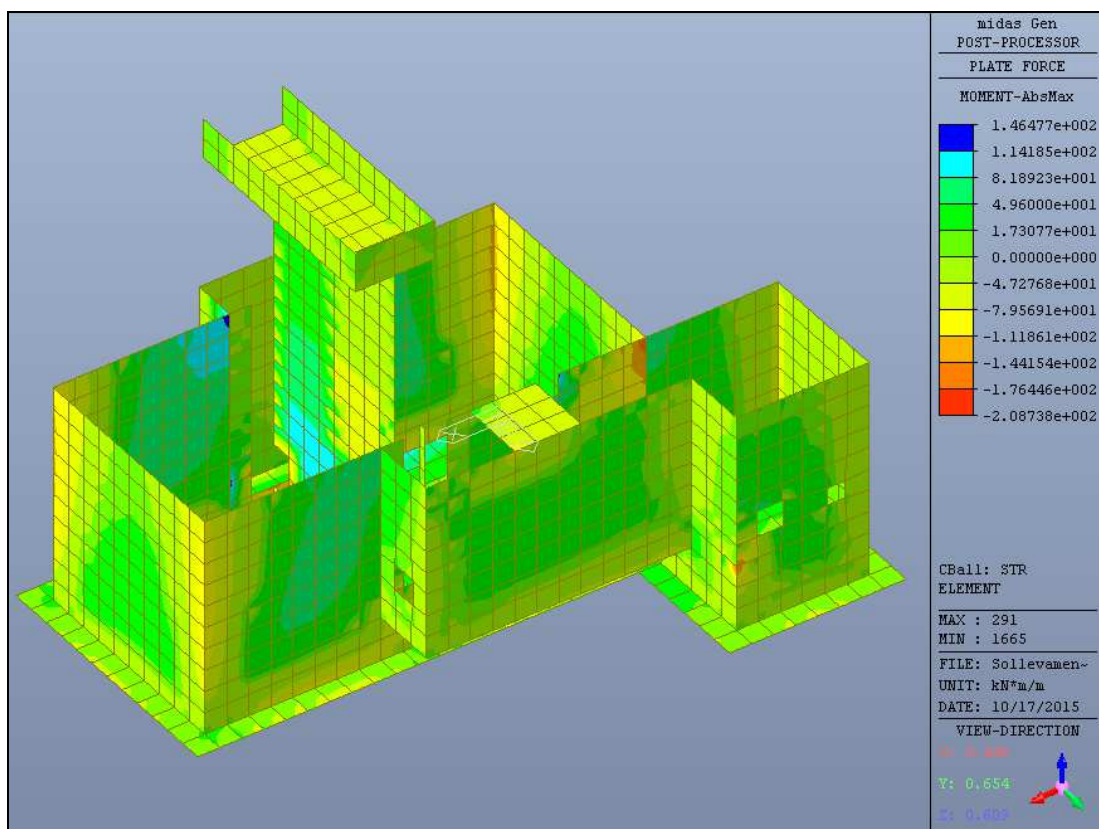
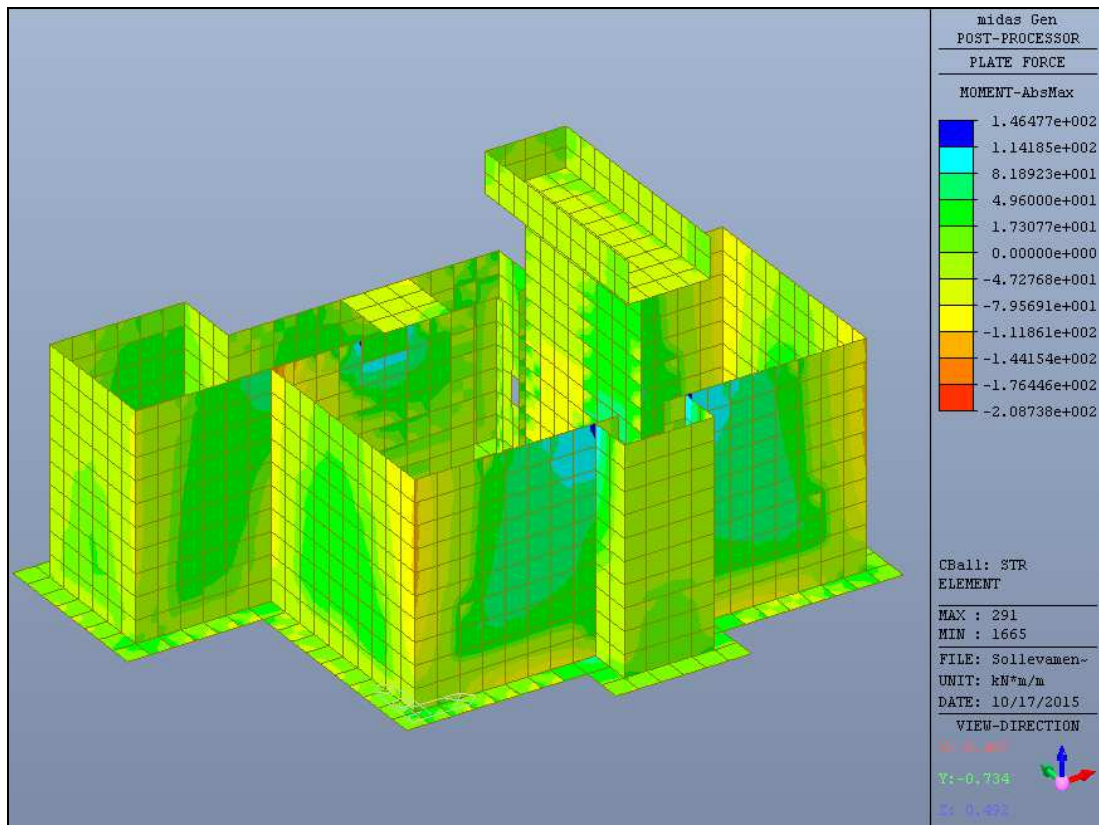
Per quanto riguarda la geometria di dettaglio e le sezioni strutturali dell'opera si rimanda agli specifici elaborati grafici di progetto (tavole ID4.1, ID4.2, ID16.1, ID16.2), mentre i materiali per uso strutturale e le azioni di calcolo fanno riferimento a quanto dettagliatamente riportato ai *paragrafi 3.1, 3.2, 4.3, 4.4 e 4.5* della presente relazione.

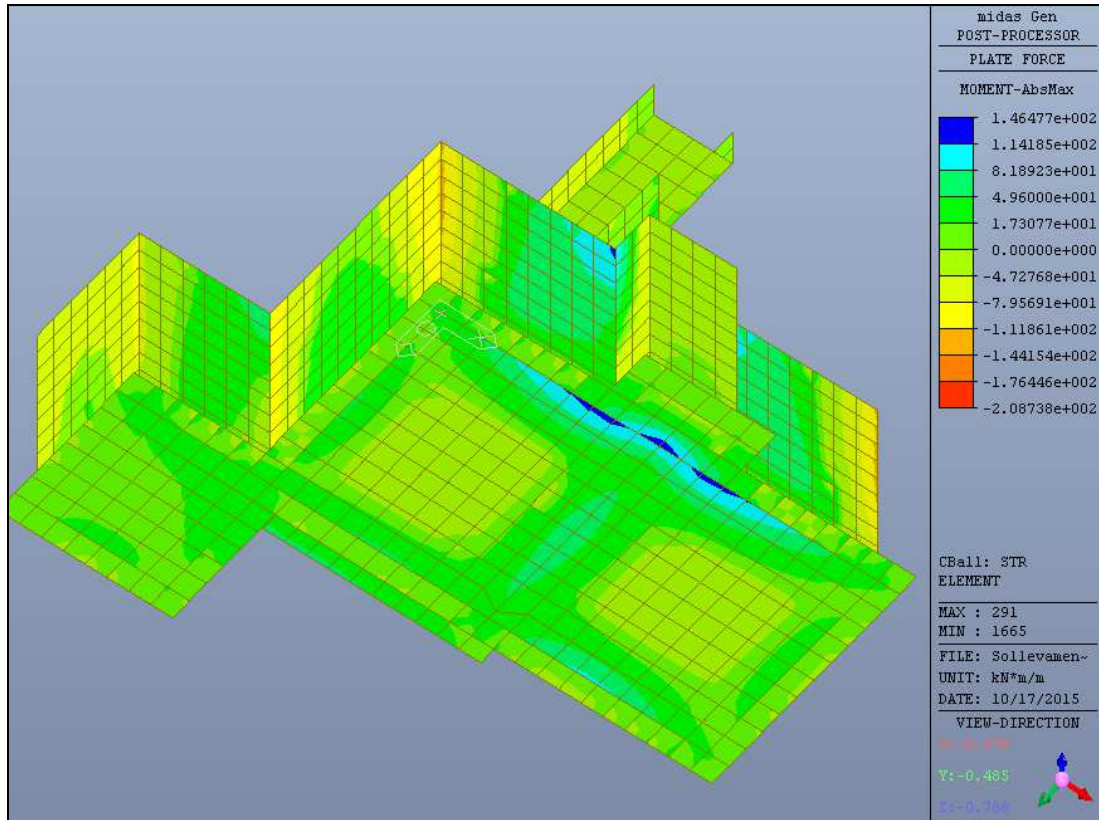
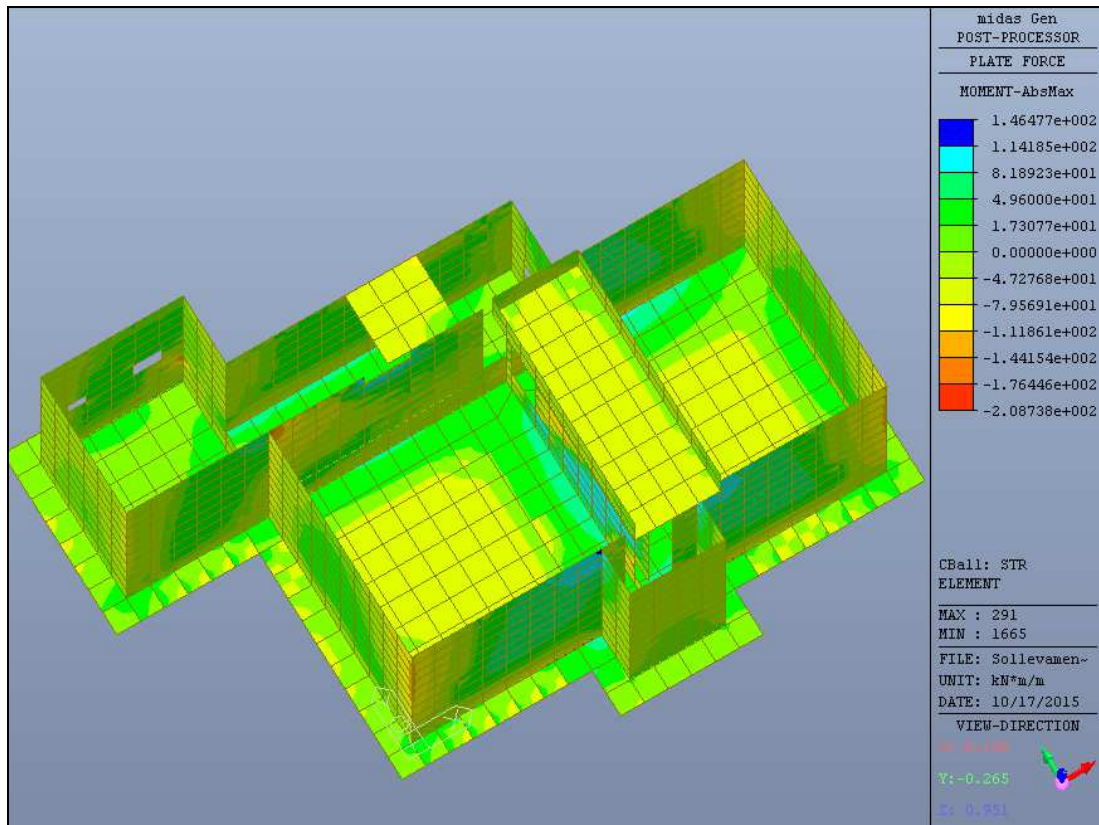
Vengono, quindi, nel seguito riportati il modello geometrico di calcolo e i principali risultati di calcolo (momento flettente, taglio e sforzo normale), con l'involuppo delle sollecitazioni di calcolo e le relative verifiche a stato limite ultimo e a stato limite di esercizio dai quali si evince come **tutte le verifiche strutturali possono ritenersi adeguatamente soddisfatte con valori di tensione nei materiali compatibili con l'uso previsto dell'opera e contenute entro il 40% di f_{ck} per il calcestruzzo ed entro l' 80% di f_{yk} per l'acciaio. Le verifiche a fessurazione risultano, altresì, soddisfatte nel rispetto dei limiti previsti da normativa per le condizioni di esercizio frequente e quasi permanente.**

MODELLO GEOMETRICO DI CALCOLO

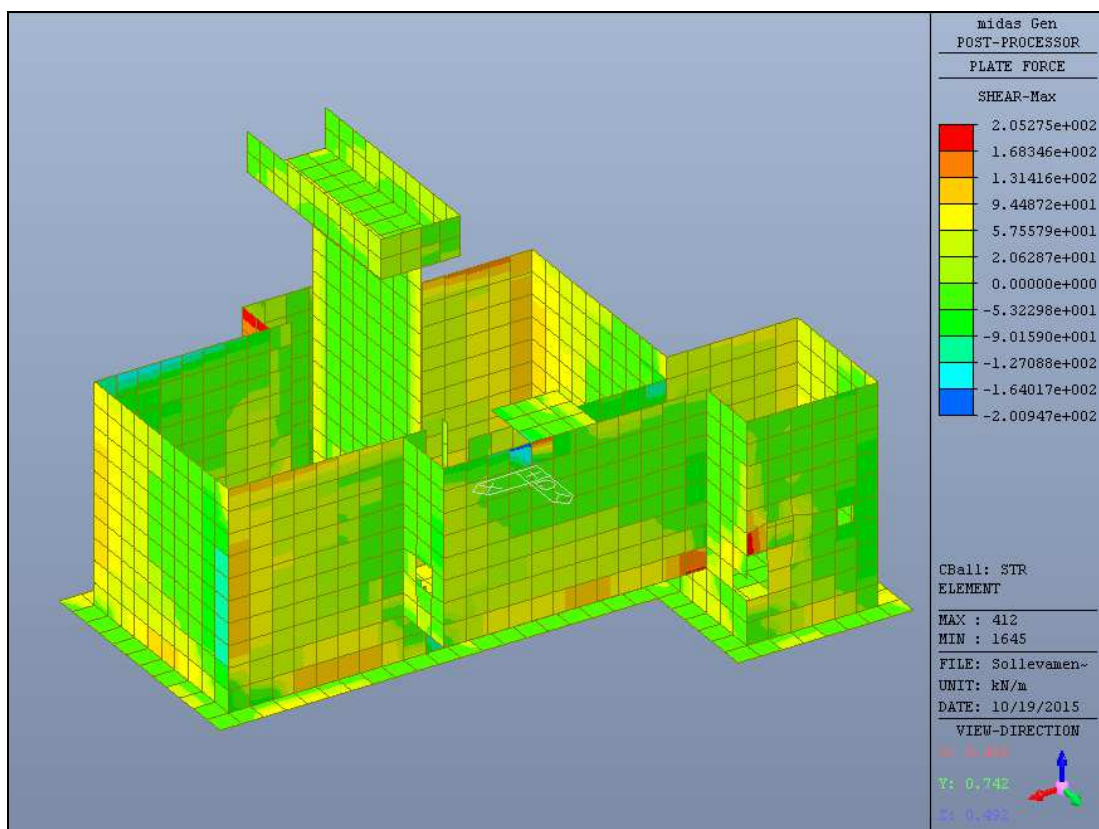
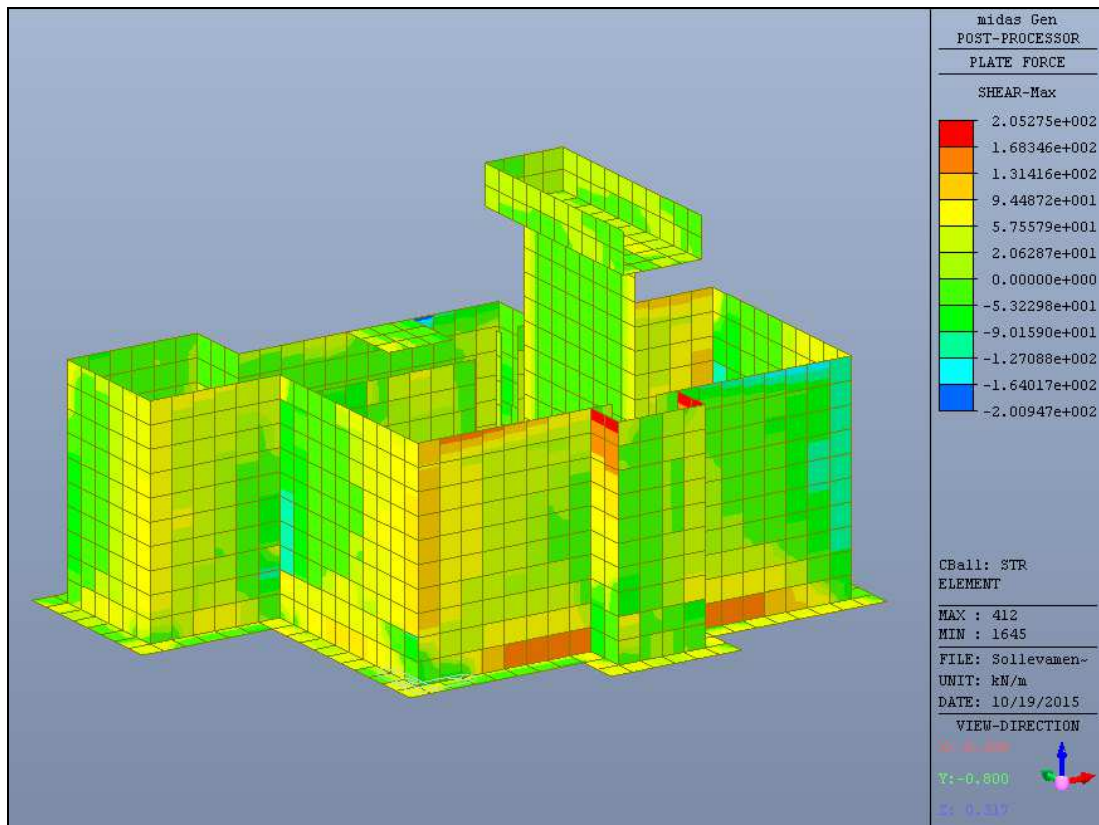


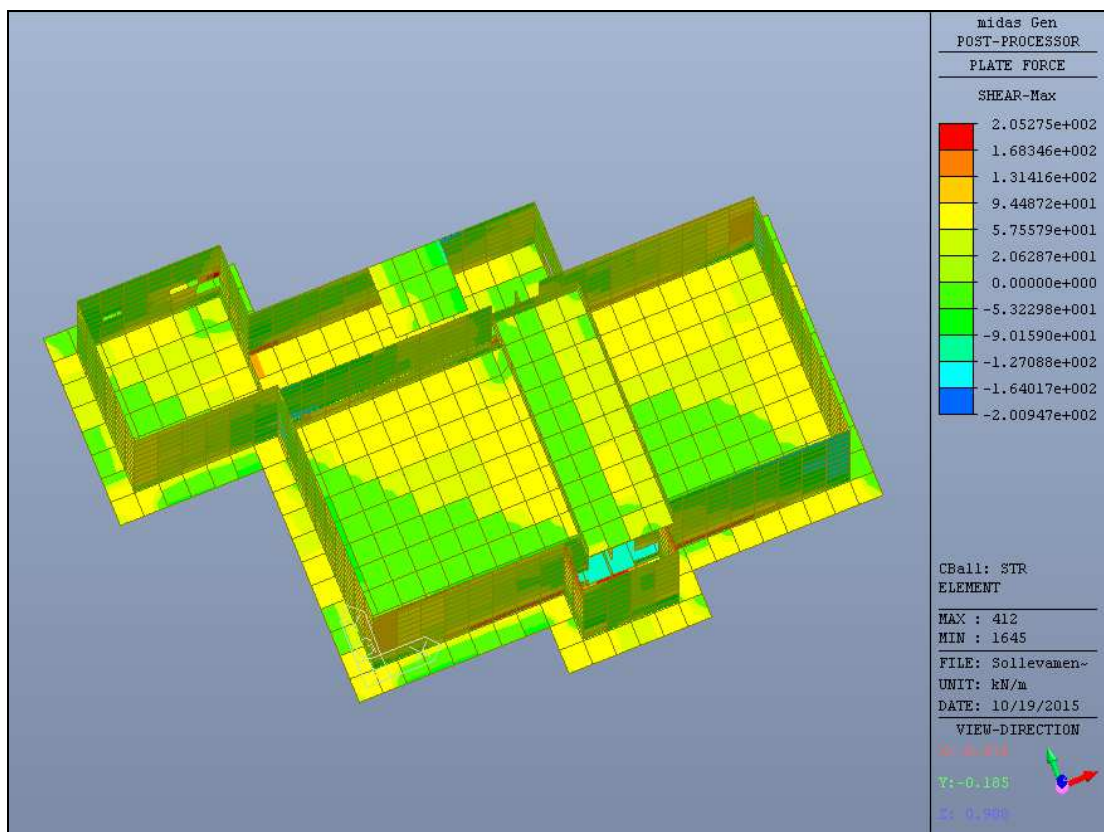
MOMENTO FLETTENTE



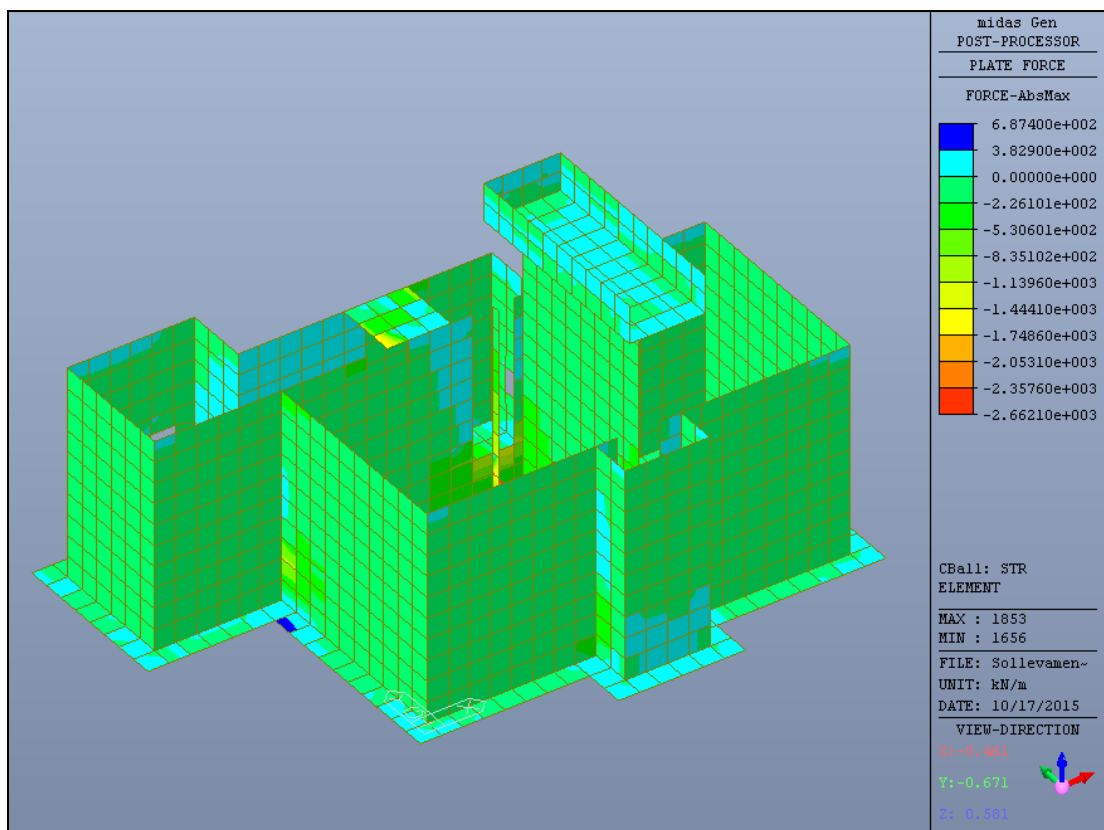


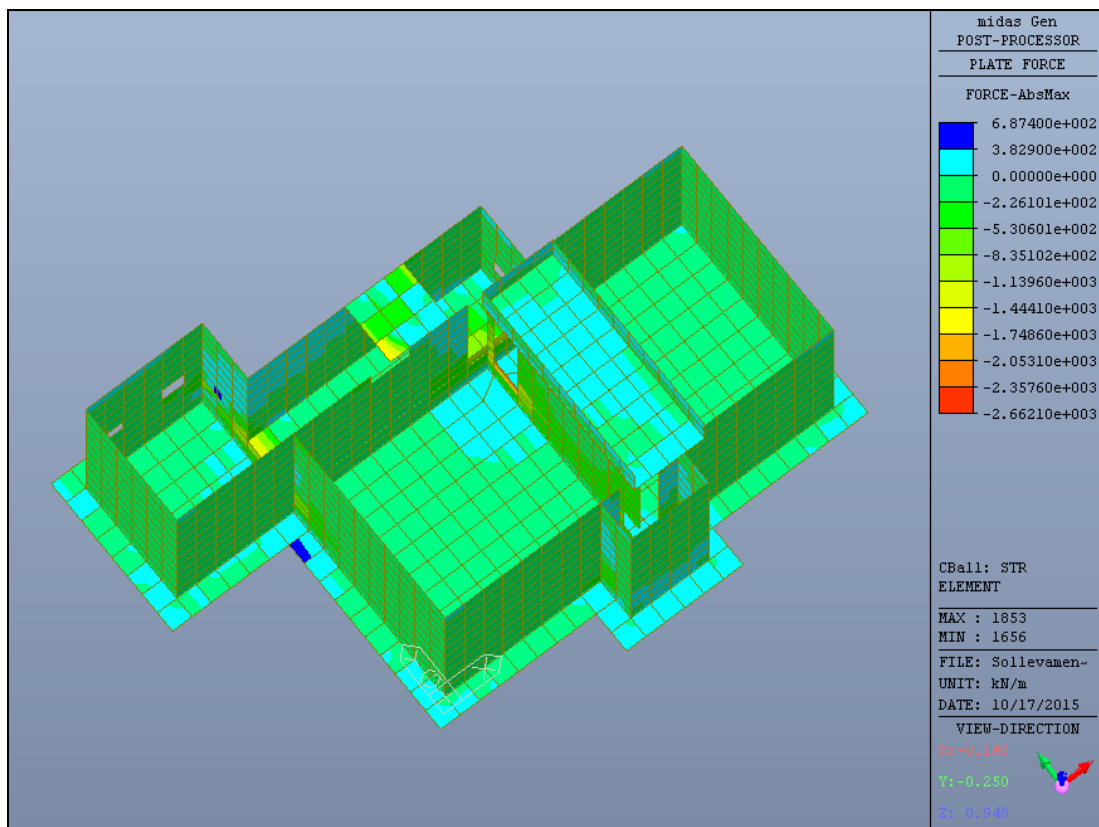
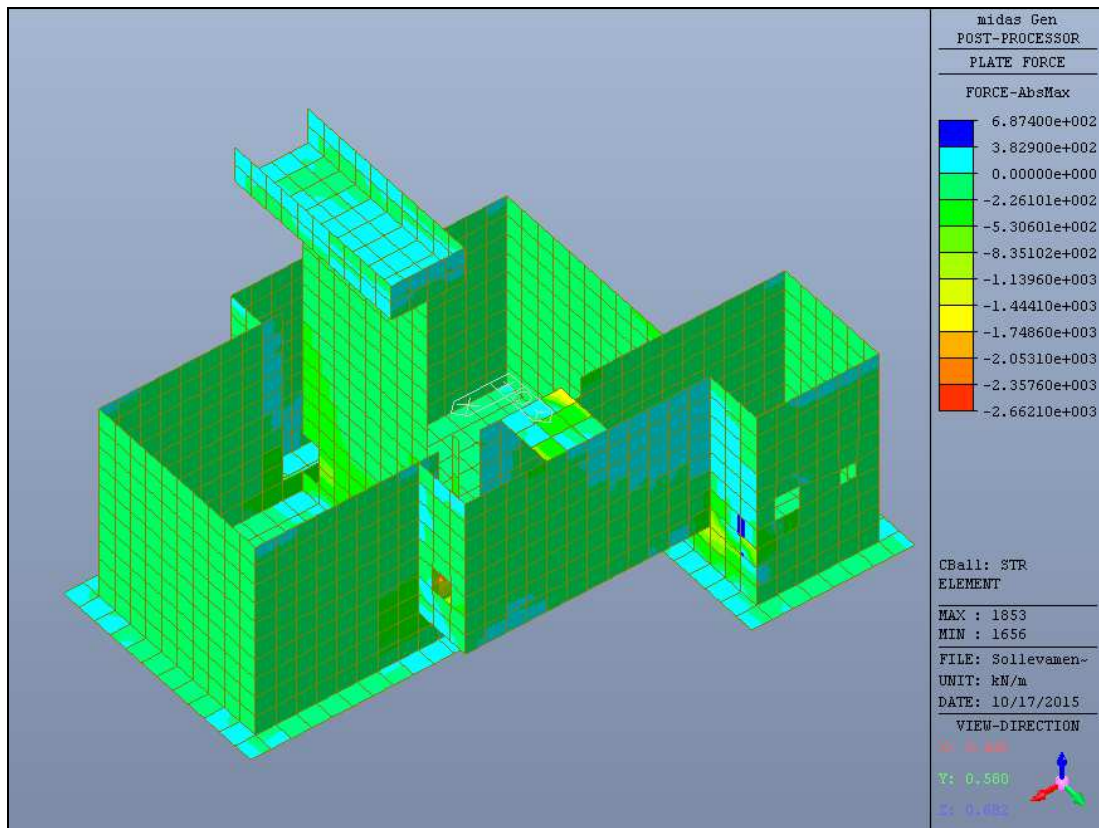
TAGLIO





SFORZO NORMALE





VERIFICHE STRUTTURALI PLATEA DI FONDAZIONE

DATI

Altezza sezione	h	0.4	m
Larghezza sezione	b	1.0	m
Classe di esposizione ambientale		XC4	/
Copriferro minimo	c_{min}	40	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0.04	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	40	mm
Altezza utile	d	0.36	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\epsilon_c = \epsilon_{cu}$	-0.0035	/
Coefficiente di riempimento (per $\epsilon_c = 3,5\%$)	β_1	0.810	/
Coefficiente di posizione (per $\epsilon_c = 3,5\%$)	β_2	0.416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	140.0	kNm
Taglio agente	V_{sd}	150.0	kN
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	90.0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	100.0	kNm

MATERIALI

Conglomerato cementizio a prestazione garantita conforme alla EN 206-1 e alla UNI EN 11104			
Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28 giorni	R_{ck}	40.0	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28 giorni	f_{ck}	32.0	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	f_{cm}	40.0	N/mm ²
Modulo elastico	E_{cm}	33346	N/mm ²
Modulo elastico di calcolo	E_{cd}	27788	N/mm ²
Coeff. di Poisson calcestruzzo non fessurato	ν	0.2	
Coeff. di Poisson calcestruzzo fessurato	ν	0	
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1.5	
Coefficiente per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18.1	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18133	kN/m ²
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	3.02	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione per flessione	f_{ctm}	3.63	N/mm ²
	$f_{ctk,0.05}$	2.12	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.41	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1411112	N/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	32.0	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	32000000	N/m ²
Acciaio B450C conforme alla UNI EN ISO 9001:2000 e UNI EN ISO 15630-1:			
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540000	kN/m ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450000	kN/m ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1.15	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391000	kN/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450000	kN/m ²

DIMENSIONAMENTO ARMATURE LONGITUDINALI

Risultante delle forze di compressione	C	401.1	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0.028	m
Momento resistente	M _{Rd}	140.0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0.1	/
Area minima da normativa	A _{min}	540	mm ²
Area minima richiesta	A _{s,req}	1026	mm ²
Area di calcolo	A _{max}	1026	mm ²
Diametro ferri disposti inferiormente - strato 1	Ø ₁	16	mm
n° di ferri disposti inferiormente - strato 1	n ₁	5	/
Diametro ferri disposti inferiormente - strato 2	Ø ₁	14	mm
n° di ferri disposti inferiormente - strato 2	n ₁	2.5	/
Area delle armature in zona tesa	A _s	1390	mm ²
Diametro ferri disposti superiormente - strato 1	Ø ₂	14	mm
n° di ferri disposti superiormente - strato 1	n ₁	5	/
Diametro ferri disposti superiormente - strato 2	Ø ₂	14	mm
n° di ferri disposti superiormente - strato 2	n ₁	2.5	/
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1155	mm ²
Scarto	(M _{Rd} - M _{sd}) ²	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A _s	1390	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1155	mm ²
Profondità dell'asse neutro	x	39	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε _c	-0.0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε _s	0.0288	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε' _s	9.087E-05	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ _c	18.1	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura tesa	σ _s	391	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura compressa	σ' _s	19	N/mm ²
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-565582	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	543551	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	22032	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0.108	/
Momento resistente	M _{Rd}	187.7	kNm
Momento sollecitante	M _{sd}	140.0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	M _{Rd} > M _{sd}	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
	$\text{Cotg}\alpha$	0	radianti
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113.04	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Passo armatura al taglio	s	20	cm
Il valore di $\text{Cotg}\theta$ deve essere compreso tra: $1 \leq \text{Cotg}\theta \leq 2,5$ ($21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)	$\text{Cotg}\theta$	2.5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	1130	mm ²
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	1790	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	1013	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	-777	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	150.0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0.0013	/
Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di piastra)	A_{sw}/s	1300	mm ² /m
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113.04	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	6	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	2	/
Passo armatura al taglio	s	50	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	1130.4	mm ² /m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	15	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	5	/
Passo armatura al taglio	s	20	cm
Diametro armatura	Φ	12	mm
Area armatura	A	113	mm ²

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	400	mm
Larghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	360	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	40	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	400000	mm ²
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	33346	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm ²
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	90000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	100000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2008 cap. 11.2.10.6)	u	2800	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t_0)}$	6.30	/
Dimensione fittizia (NTC 2008 cap. 11.2.10.6)	h_0	286	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2008 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per $t_0 > 60$ giorni	$\phi(\infty, t_0)$	2.05	/
	$E_{c,eff}$	10928	N/mm ²
	n_{eff}	19.22	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1390	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1155	mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	14.4	N/mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	19.20	N/mm ²
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm ²

Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t_0)}$	69	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$S_{om,x(t_0)}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$I_{om,x(t_0)}$	856003173	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t_0)}$	7.24	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t_0)}$	193	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t_0)}$	19	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t_0)}$	8.05	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t_0)}$	214	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t_0)}$	21	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t_\infty)}$	105	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x(t_\infty)}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x(t_\infty)}$	2211807375	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t_\infty)}$	4.25	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t_\infty)}$	200	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t_\infty)}$	4.73	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t_\infty)}$	222	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	

VERIFICA DELLE FESSURE - circolare 2 febbraio 2009 n. 617			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	3.02	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	193	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6.30	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo definita nella circolare 2 febbraio 2009 cap. C4.1.2.2.4.6	$h_{c,ef}$	100	mm
Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	100000	mm ²
Rapporto aree	ρ_{eff}	0.014	/
Carichi di breve durata  1	k_t	0.6	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\epsilon_{sm} \geq 0,6\sigma_s/E_s$	0.00055	/
Ricoprimento dell'armatura	c	40	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	16	mm
Coeff. 1 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_1	0.8	/
Coeff. 2 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_2	0.5	/
Coeff. 3 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_3	3.4	/
Coeff. 4 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_4	0.425	/
Distanza massima tra le fessure	Δ_{smax}	332	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_d	0.183	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE AGGRESSIVO		$w_d \leq 0.2 \text{ mm}$	VERIFICATO

VERIFICHE STRUTTURALI PARETI PRINCIPALI

DATI

Altezza sezione	h	0.4	m
Larghezza sezione	b	1.0	m
Classe di esposizione ambientale		XC4	/
Copriferro minimo	c_{min}	40	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0.04	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	40	mm
Altezza utile	d	0.36	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\epsilon_c = \epsilon_{cu}$	-0.0035	/
Coefficiente di riempimento (per $\epsilon_c = 3,5\%$)	β_1	0.810	/
Coefficiente di posizione (per $\epsilon_c = 3,5\%$)	β_2	0.416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	130.0	kNm
Taglio agente	V_{sd}	200.0	kN
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	90.0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	95.0	kNm

MATERIALI

Conglomerato cementizio a prestazione garantita conforme alla EN 206-1 e alla UNI EN 11104			
Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28 giorni	R_{ck}	40.0	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28 giorni	f_{ck}	32.0	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	f_{cm}	40.0	N/mm ²
Modulo elastico	E_{cm}	33346	N/mm ²
Modulo elastico di calcolo	E_{cd}	27788	N/mm ²
Coeff. di Poisson calcestruzzo non fessurato	ν	0.2	
Coeff. di Poisson calcestruzzo fessurato	ν	0	
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1.5	
Coefficiente per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18.1	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18133	kN/m ²
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	3.02	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione per flessione	f_{ctm}	3.63	N/mm ²
	$f_{ctk,0.05}$	2.12	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.41	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1411112	N/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	32.0	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	32000000	N/m ²
Acciaio B450C conforme alla UNI EN ISO 9001:2000 e UNI EN ISO 15630-1:			
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540000	kN/m ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450000	kN/m ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1.15	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391000	kN/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450000	kN/m ²

DIMENSIONAMENTO ARMATURE LONGITUDINALI

Risultante delle forze di compressione	C	460.6	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0.032	m
Momento resistente	M _{Rd}	160.0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0.1	/
Area minima da normativa	A _{min}	540	mm ²
Area minima richiesta	A _{s,req}	1178	mm ²
Area di calcolo	A _{max}	1178	mm ²
Diametro ferri disposti inferiormente - strato 1	Ø ₁	16	mm
n° di ferri disposti inferiormente - strato 1	n ₁	5	/
Diametro ferri disposti inferiormente - strato 2	Ø ₁	14	mm
n° di ferri disposti inferiormente - strato 2	n ₁	5	/
Area delle armature in zona tesa	A _s	1775	mm ²
Diametro ferri disposti superiormente - strato 1	Ø ₂	14	mm
n° di ferri disposti superiormente - strato 1	n ₁	5	/
Diametro ferri disposti superiormente - strato 2	Ø ₂	12	mm
n° di ferri disposti superiormente - strato 2	n ₁	5	/
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1335	mm ²
Scarto	(M _{Rd} - M _{sd}) ²	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A _s	1775	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1335	mm ²
Profondità dell'asse neutro	x	43	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε _c	-0.0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε _s	0.0258	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε' _s	-0.000248	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ _c	18.1	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura tesa	σ _s	391	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura compressa	σ' _s	-52	N/mm ²
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-624506	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	694025	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	-69519	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0.120	/
Momento resistente	M _{Rd}	236.3	kNm
Momento sollecitante	M _{sd}	160.0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	M _{Rd} > M _{sd}	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	


VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
	$\text{Cotg}\alpha$	0	radianti
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113.04	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Passo armatura al taglio	s	20	cm
Il valore di $\text{Cotg}\theta$ deve essere compreso tra: $1 \leq \text{Cotg}\theta \leq 2,5$ ($21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)	$\text{Cotg}\theta$	2.5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	1130	mm ²
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	1790	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	1013	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	-777	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	200.0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0.0013	/
Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di piastra)	A_{sw}/s	1300	mm ² /m
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113.04	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	6	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	2	/
Passo armatura al taglio	s	50	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	1130.4	mm ² /m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	15	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	5	/
Passo armatura al taglio	s	20	cm
Diametro armatura	Φ	12	mm
Area armatura	A	113	mm ²

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	400	mm
Larghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	360	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	40	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	400000	mm ²
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	33346	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm ²
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	105000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	115000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2008 cap. 11.2.10.6)	u	2800	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$\eta_{(t_0)}$	6.30	/
Dimensione fittizia (NTC 2008 cap. 11.2.10.6)	h_0	286	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2008 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per $t_0 > 60$ giorni	$\varphi(\infty, t_0)$	2.05	/
	$E_{c,eff}$	10928	N/mm ²
	η_{eff}	19.22	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1775	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1335	mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	14.4	N/mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	19.20	N/mm ²
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm ²

Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$X_{c(t_0)}$	76	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$S_{om,x(t_0)}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$I_{om,x(t_0)}$	1057080882	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t_0)}$	7.58	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t_0)}$	177	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t_0)}$	23	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t_0)}$	8.30	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t_0)}$	194	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t_0)}$	25	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$X_{c(t_\infty)}$	115	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x(t_\infty)}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x(t_\infty)}$	2691182087	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t_\infty)}$	4.47	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t_\infty)}$	184	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t_\infty)}$	4.89	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t_\infty)}$	202	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	

VERIFICA DELLE FESSURE - circolare 2 febbraio 2009 n. 617			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	3.02	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	177	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$\eta_{(t0)}$	6.30	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo definita nella circolare 2 febbraio 2009 cap. C4.1.2.2.4.6	$h_{c,ef}$	100	mm
Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	100000	mm ²
Rapporto aree	ρ_{eff}	0.018	/
Carichi di breve durata  1	k_t	0.6	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\epsilon_{sm} \geq 0,6\sigma_s/E_s$	0.00051	/
Ricoprimento dell'armatura	c	40	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	16	mm
Coeff. 1 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_1	0.8	/
Coeff. 2 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_2	0.5	/
Coeff. 3 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_3	3.4	/
Coeff. 4 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_4	0.425	/
Distanza massima tra le fessure	Δ_{smax}	289	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_d	0.147	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE AGGRESSIVO	$w_d \leq 0.2$ mm	VERIFICATO	

5.2 Vasca di dissabbiatura e disoleatura

La vasca di dissabbiatura e disoleatura in progetto andrà ad integrare aggiuntivamente il comparto di pretrattamenti in modo tale da adeguare l'impianto di depurazione alle vigenti disposizioni normative in materia di pretrattamento delle acque reflue. Essa sarà costituita, analogamente al sollevamento iniziale, da due vasche disposte parallelamente, interamente realizzate con struttura in c.c.a. gettato in opera ed unite dal punto di vista strutturale e costruttivo.

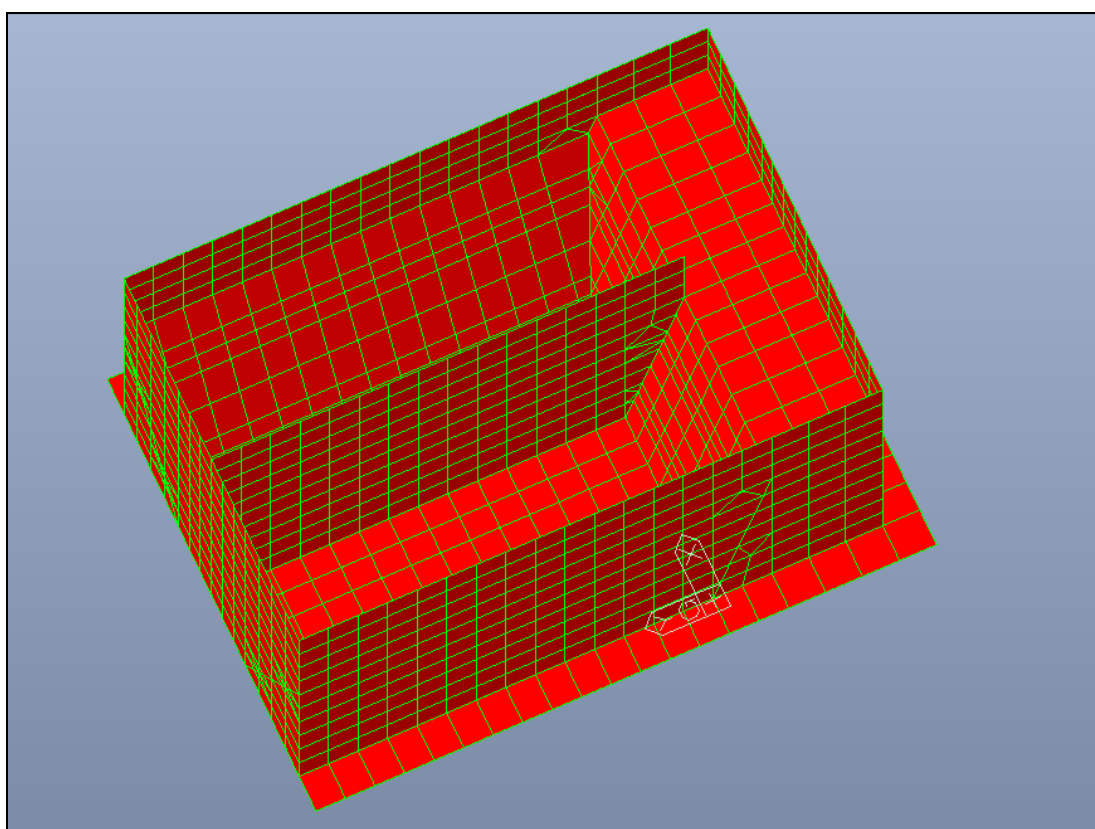
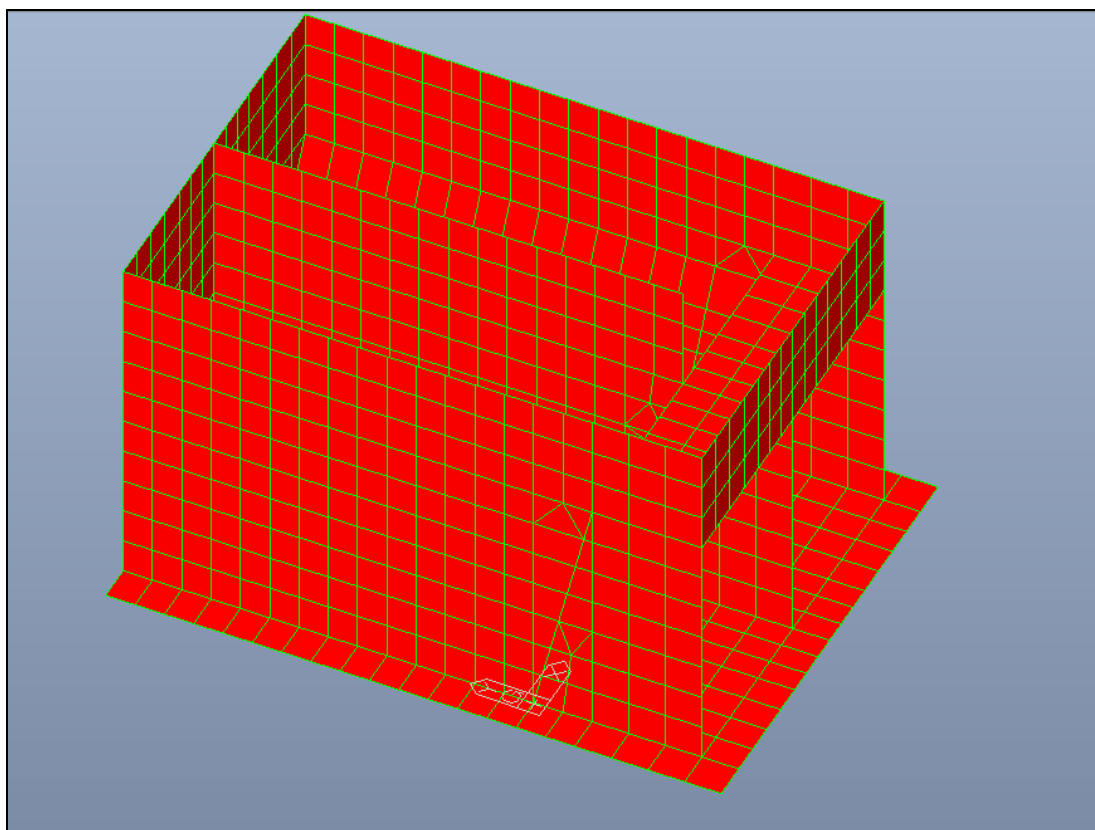
Ciascuna delle due vasche avrà dimensioni interne massime pari a m 6,10 x 2,35 x 4,80 m (h), con rastremazioni sul fondo e sulla parete di valle nel senso del processo di trattamento. Le vasche saranno separate da un setto centrale, con funzione di supporto parziale dei due carro ponte raschiatori per raccolta sabbie e galleggianti. Come sopra indicato, le due vasche saranno strutturalmente unite da un'unica platea di fondazione, di spessore pari a 40 cm e dalla continuità e dall'incastro reciproco dei muri perimetrali e del setto centrale, aventi uno spessore di 30 cm.

Le verifiche sono state condotte sia per la condizione di vasche vuote, con l'applicazione dell'azione spingente del terreno a tergo dei muri in condizioni permeabili di falda e sismiche, che in condizioni di vasca piena al massimo carico idrostatico di esercizio.

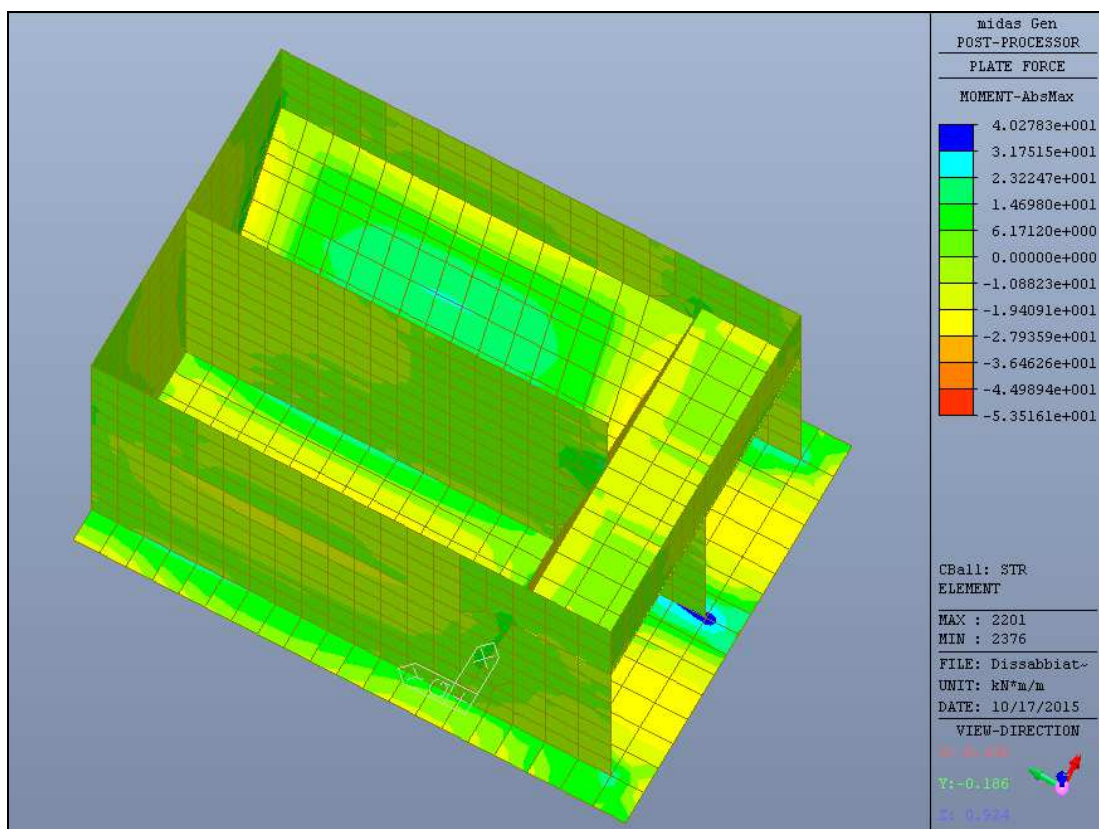
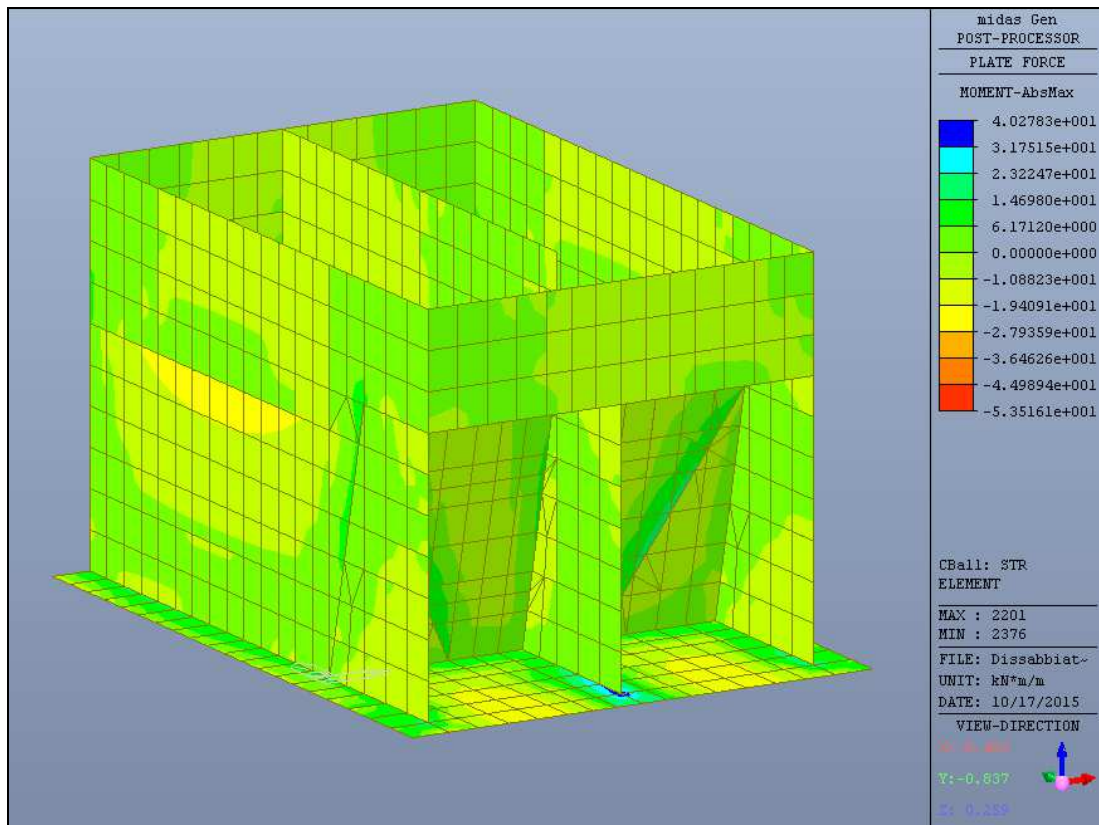
Per quanto riguarda la geometria di dettaglio e le sezioni strutturali dell'opera si rimanda agli specifici elaborati grafici di progetto (tavole ID4.1, ID4.2, ID16.1, ID16.2), mentre i materiali per uso strutturale e le azioni di calcolo fanno riferimento a quanto dettagliatamente riportato ai *paragrafi 3.1, 3.2, 4.3, 4.4 e 4.5* della presente relazione.

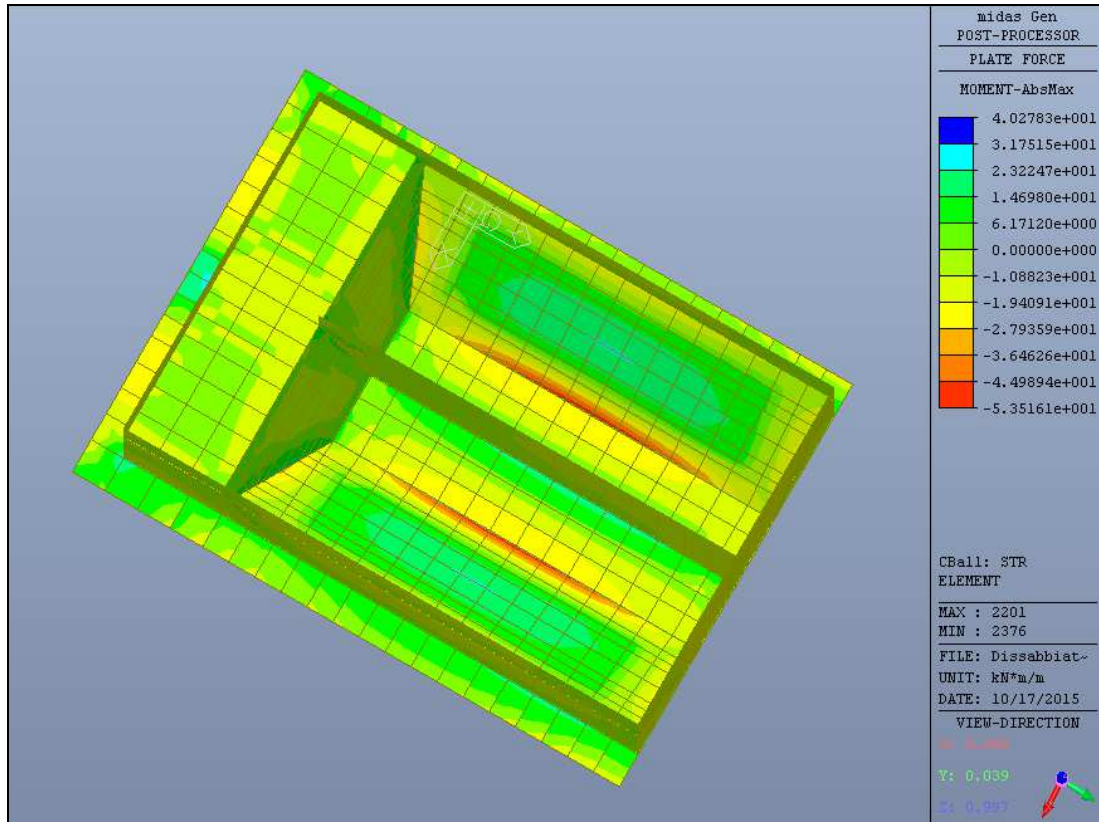
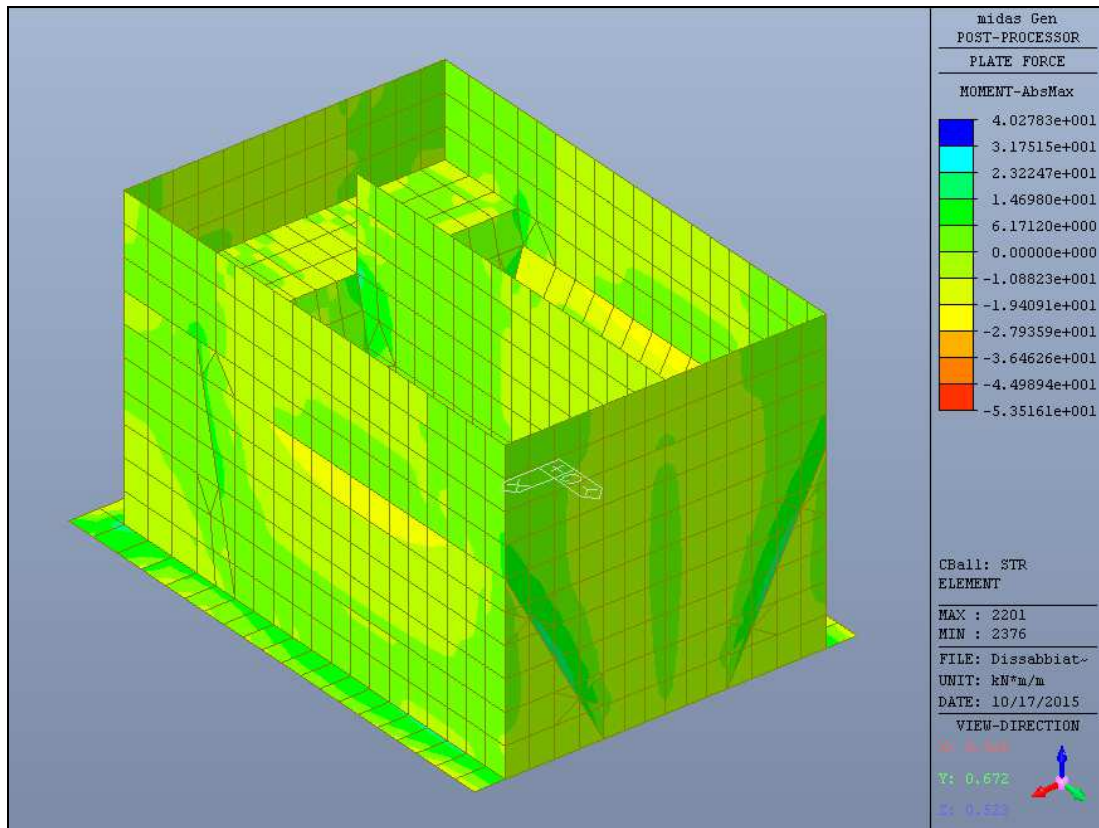
Vengono, quindi, nel seguito riportati il modello geometrico di calcolo e i principali risultati di calcolo (momento flettente, taglio e sforzo normale), con l'involuppo delle sollecitazioni di calcolo e le relative verifiche a stato limite ultimo e a stato limite di esercizio dai quali si evince come **tutte le verifiche strutturali possono ritenersi adeguatamente soddisfatte con valori di tensione nei materiali compatibili con l'uso previsto dell'opera e contenute entro il 40% di f_{ck} per il calcestruzzo ed entro l' 80% di f_{yk} per l'acciaio. Le verifiche a fessurazione risultano, altresì, soddisfatte nel rispetto dei limiti previsti da normativa per le condizioni di esercizio frequente e quasi permanente.**

MODELLO GEOMETRICO DI CALCOLO

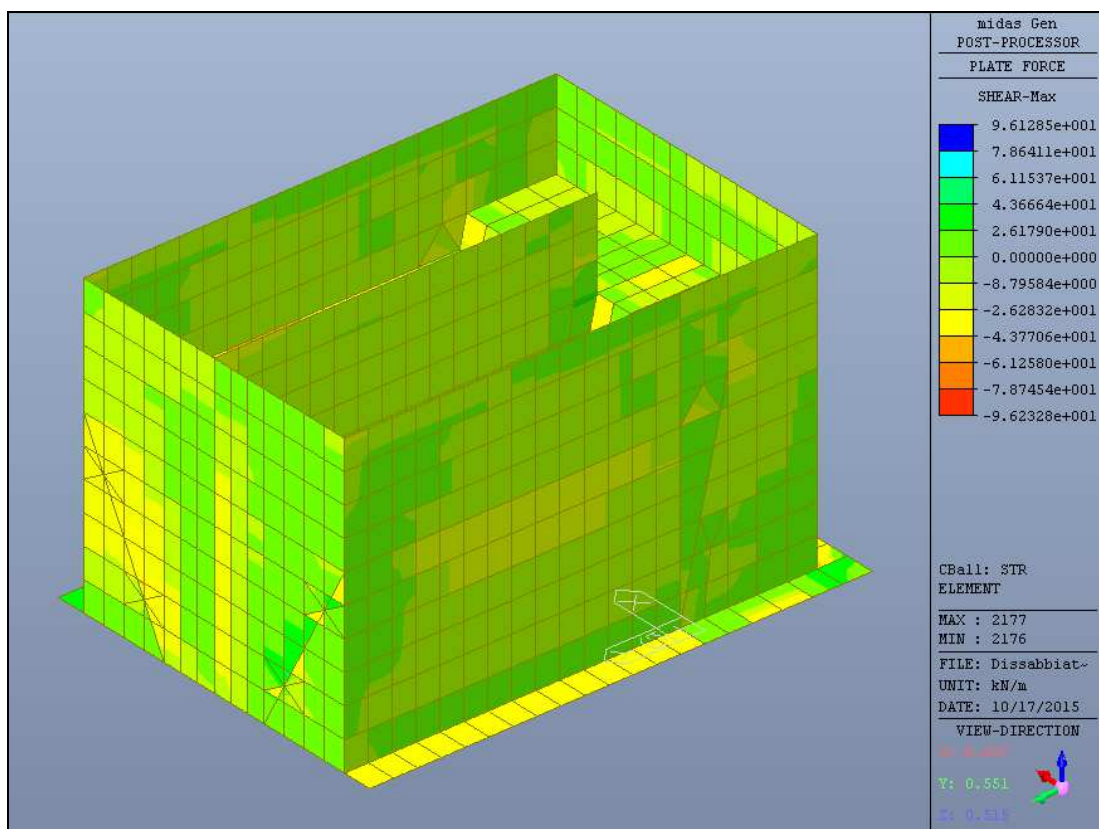
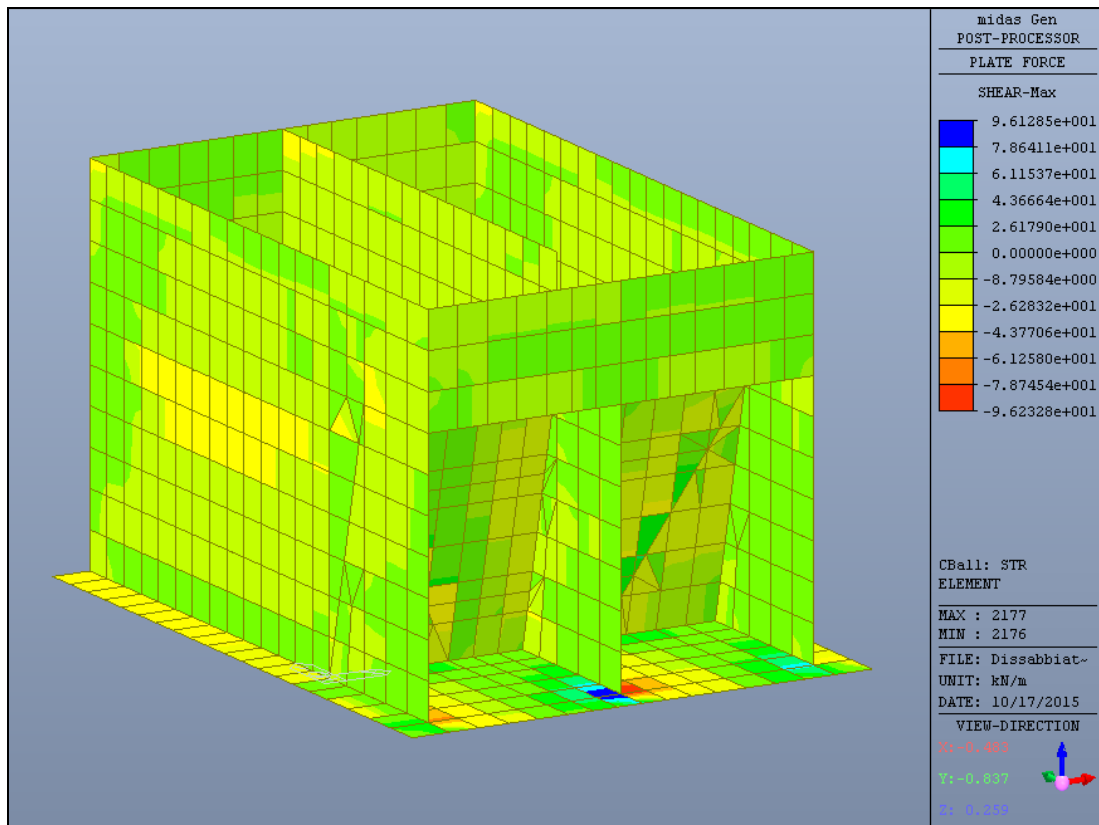


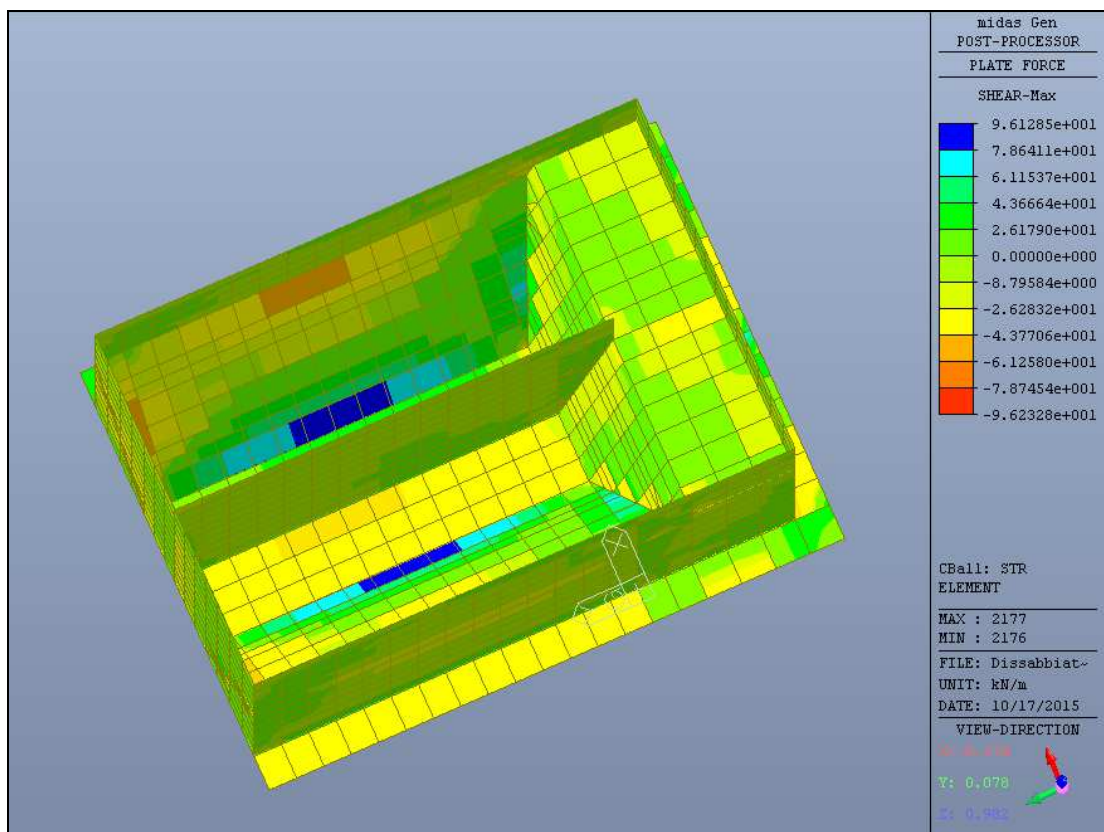
MOMENTO FLETTENTE



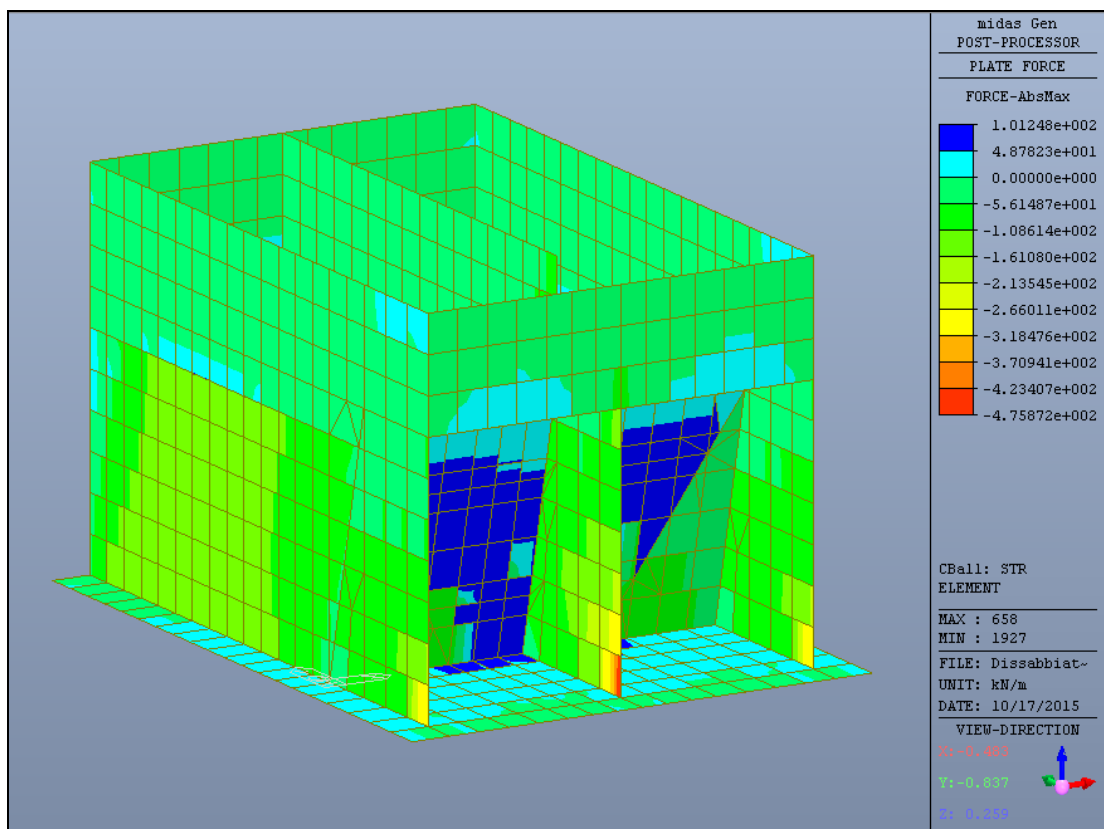


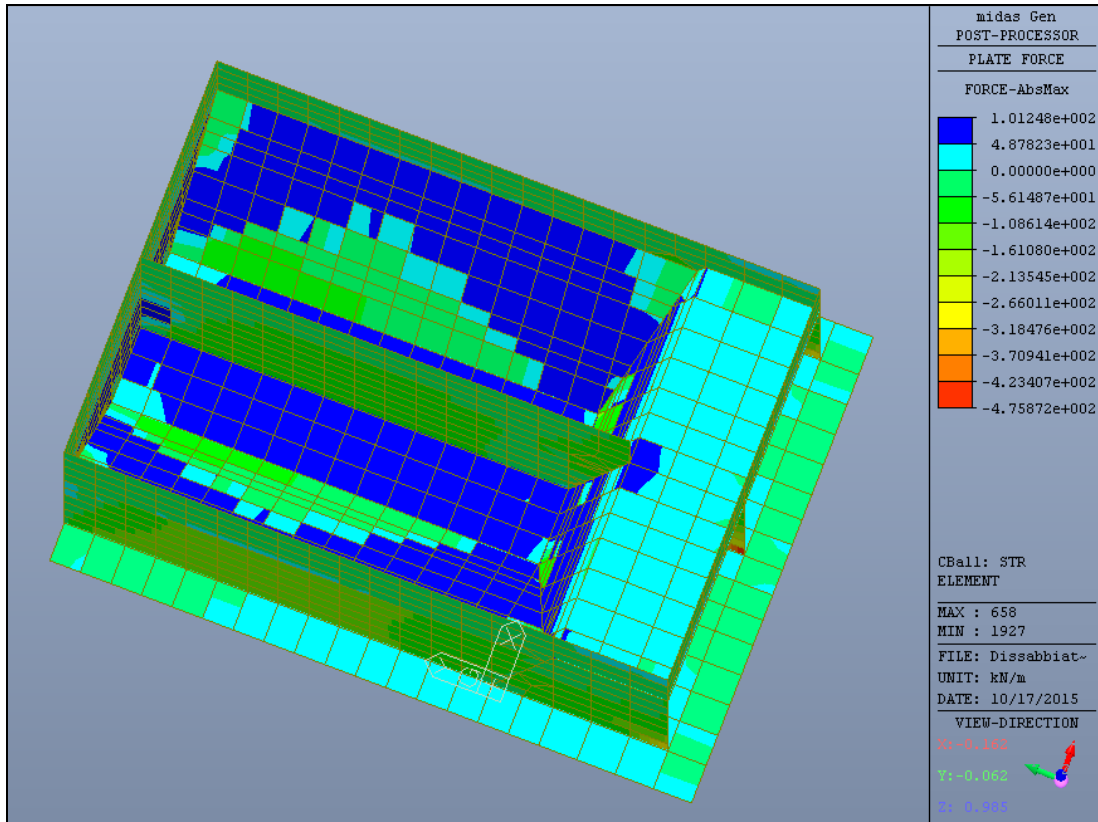
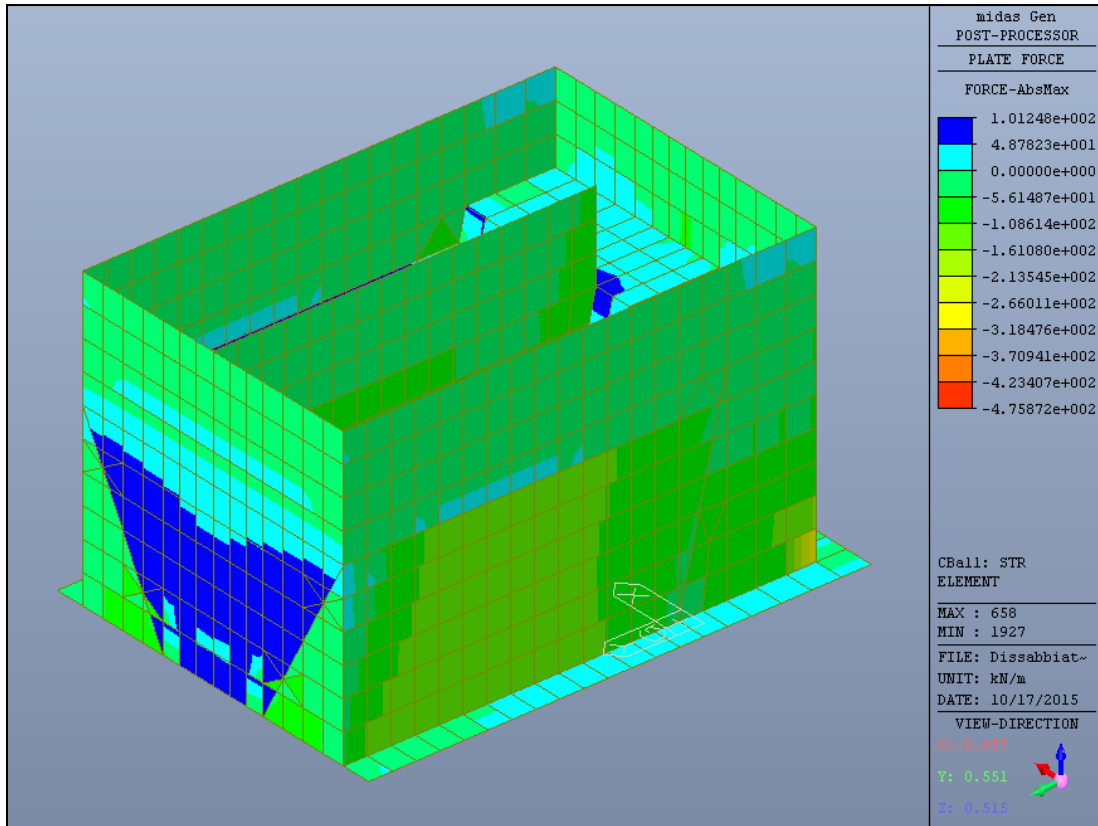
TAGLIO





SFORZO NORMALE





VERIFICHE STRUTTURALI PLATEA DI FONDAZIONE

DATI

Altezza sezione	h	0.4	m
Larghezza sezione	b	1.0	m
Classe di esposizione ambientale		XC4	/
Copriferro minimo	c_{min}	40	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0.04	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	40	mm
Altezza utile	d	0.36	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\epsilon_c = \epsilon_{cu}$	-0.0035	/
Coefficiente di riempimento (per $\epsilon_c = 3,5\%$)	β_1	0.810	/
Coefficiente di posizione (per $\epsilon_c = 3,5\%$)	β_2	0.416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	40.0	kNm
Taglio agente	V_{sd}	96.0	kN
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	27.0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	30.0	kNm

MATERIALI

Conglomerato cementizio a prestazione garantita conforme alla EN 206-1 e alla UNI EN 11104			
Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28 giorni	R_{ck}	40.0	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28 giorni	f_{ck}	32.0	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	f_{cm}	40.0	N/mm ²
Modulo elastico	E_{cm}	33346	N/mm ²
Modulo elastico di calcolo	E_{cd}	27788	N/mm ²
Coeff. di Poisson calcestruzzo non fessurato	ν	0.2	
Coeff. di Poisson calcestruzzo fessurato	ν	0	
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1.5	
Coefficiente per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18.1	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18133	kN/m ²
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	3.02	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione per flessione	f_{ctm}	3.63	N/mm ²
	$f_{ctk,0.05}$	2.12	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.41	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1411112	N/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	32.0	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	32000000	N/m ²
Acciaio B450C conforme alla UNI EN ISO 9001:2000 e UNI EN ISO 15630-1:			
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540000	kN/m ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450000	kN/m ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1.15	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391000	kN/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450000	kN/m ²

DIMENSIONAMENTO ARMATURE LONGITUDINALI

Risultante delle forze di compressione	C	112.1	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0.008	m
Momento resistente	M _{Rd}	40.0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0.0	/
Area minima da normativa	A _{min}	540	mm ²
Area minima richiesta	A _{s,req}	287	mm ²
Area di calcolo	A _{max}	540	mm ²
Diametro ferri disposti inferiormente - strato 1	Ø ₁	14	mm
n° di ferri disposti inferiormente - strato 1	n ₁	5	/
Diametro ferri disposti inferiormente - strato 2	Ø ₁	12	mm
n° di ferri disposti inferiormente - strato 2	n ₁	2.5	/
Area delle armature in zona tesa	A _s	1052	mm ²
Diametro ferri disposti superiormente - strato 1	Ø ₂	12	mm
n° di ferri disposti superiormente - strato 1	n ₁	5	/
Diametro ferri disposti superiormente - strato 2	Ø ₂	12	mm
n° di ferri disposti superiormente - strato 2	n ₁	2.5	/
Area delle armature in zona compressa	A' _s	848	mm ²
Scarto	(M _{Rd} - M _{sd}) ²	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A _s	1052	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A' _s	848	mm ²
Profondità dell'asse neutro	x	35	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε _c	-0.0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε _s	0.0327	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε' _s	0.0005236	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ _c	18.1	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura tesa	σ _s	391	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura compressa	σ' _s	110	N/mm ²
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-504761	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	411502	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	93260	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0.097	/
Momento resistente	M _{Rd}	144.8	kNm
Momento sollecitante	M _{sd}	40.0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	M _{Rd} > M _{sd}	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
	$\text{Cotg}\alpha$	0	radianti
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113.04	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Passo armatura al taglio	s	20	cm
Il valore di $\text{Cotg}\theta$ deve essere compreso tra: $1 \leq \text{Cotg}\theta \leq 2,5$ ($21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)	$\text{Cotg}\theta$	2.5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	1130	mm ²
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	1790	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	1013	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	-777	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	96.0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0.0013	/
Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di piastra)	A_{sw}/s	1300	mm ² /m
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113.04	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	6	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	2	/
Passo armatura al taglio	s	50	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	1130.4	mm ² /m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	15	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	5	/
Passo armatura al taglio	s	20	cm
Diametro armatura	Φ	12	mm
Area armatura	A	113	mm ²

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	400	mm
Larghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	360	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	40	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	400000	mm ²
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	33346	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm ²
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	27000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	30000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2008 cap. 11.2.10.6)	u	2800	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t_0)}$	6.30	/
Dimensione fittizia (NTC 2008 cap. 11.2.10.6)	h_0	286	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2008 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per $t_0 > 60$ giorni	$\phi(\infty, t_0)$	2.05	/
	$E_{c,eff}$	10928	N/mm ²
	n_{eff}	19.22	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1052	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A'_s	848	mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	14.4	N/mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	19.20	N/mm ²
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm ²

Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t_0)}$	61	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$S_{om,x(t_0)}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$I_{om,x(t_0)}$	670169305	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t_0)}$	2.47	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t_0)}$	76	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t_0)}$	5	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t_0)}$	2.75	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t_0)}$	84	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t_0)}$	6	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t_\infty)}$	95	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x(t_\infty)}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x(t_\infty)}$	1752795396	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t_\infty)}$	1.46	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t_\infty)}$	78	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t_\infty)}$	1.63	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t_\infty)}$	87	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	

VERIFICA DELLE FESSURE - circolare 2 febbraio 2009 n. 617			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	3.02	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	76	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6.30	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo definita nella circolare 2 febbraio 2009 cap. C4.1.2.2.4.6	$h_{c,ef}$	100	mm
Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	100000	mm ²
Rapporto aree	ρ_{eff}	0.011	/
Carichi di breve durata  1	k_t	0.6	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\epsilon_{sm} \geq 0,6\sigma_s/E_s$	0.00022	/
Ricoprimento dell'armatura	c	40	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	14	mm
Coeff. 1 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_1	0.8	/
Coeff. 2 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_2	0.5	/
Coeff. 3 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_3	3.4	/
Coeff. 4 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_4	0.425	/
Distanza massima tra le fessure	Δ_{smax}	362	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_d	0.078	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE AGGRESSIVO		$w_d \leq 0.2 \text{ mm}$	VERIFICATO

VERIFICHE STRUTTURALI PARETI PRINCIPALI

DATI

Altezza sezione	h	0.3	m
Larghezza sezione	b	1.0	m
Classe di esposizione ambientale		XC4	/
Copriferro minimo	c_{min}	40	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0.04	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	40	mm
Altezza utile	d	0.26	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\epsilon_c = \epsilon_{cu}$	-0.0035	/
Coefficiente di riempimento (per $\epsilon_c = 3,5\%$)	β_1	0.810	/
Coefficiente di posizione (per $\epsilon_c = 3,5\%$)	β_2	0.416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	55.0	kNm
Taglio agente	V_{sd}	80.0	kN
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	36.0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	40.0	kNm

MATERIALI

Conglomerato cementizio a prestazione garantita conforme alla EN 206-1 e alla UNI EN 11104			
Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28 giorni	R_{ck}	40.0	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28 giorni	f_{ck}	32.0	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	f_{cm}	40.0	N/mm ²
Modulo elastico	E_{cm}	33346	N/mm ²
Modulo elastico di calcolo	E_{cd}	27788	N/mm ²
Coeff. di Poisson calcestruzzo non fessurato	ν	0.2	
Coeff. di Poisson calcestruzzo fessurato	ν	0	
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1.5	
Coefficiente per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18.1	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18133	kN/m ²
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	3.02	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione per flessione	f_{ctm}	3.63	N/mm ²
	$f_{ctk,0.05}$	2.12	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.41	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1411112	N/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	32.0	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	32000000	N/m ²
Acciaio B450C conforme alla UNI EN ISO 9001:2000 e UNI EN ISO 15630-1:			
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540000	kN/m ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450000	kN/m ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1.15	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391000	kN/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450000	kN/m ²

Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	$\xi=x/d$	0.1	/
Area minima da normativa	A_{min}	390	mm ²
Area minima richiesta	$A_{s,req}$	554	mm ²
Area di calcolo	A_{max}	554	mm ²
Diametro ferri disposti inferiormente - strato 1	\varnothing_1	14	mm
n° di ferri disposti inferiormente - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti inferiormente - strato 2	\varnothing_1	12	mm
n° di ferri disposti inferiormente - strato 2	n_1	5	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1335	mm ²
Diametro ferri disposti superiormente - strato 1	\varnothing_2	12	mm
n° di ferri disposti superiormente - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti superiormente - strato 2	\varnothing_2	12	mm
n° di ferri disposti superiormente - strato 2	n_1	5	/
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1131	mm ²
Scarto	$(M_{Rd} - M_{sd})^2$	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A_s	1335	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1131	mm ²
Profondità dell'asse neutro	x	38	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ϵ_c	-0.0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ϵ_s	0.0202	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ϵ'_s	0.0001468	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ_c	18.1	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura tesa	σ_s	391	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura compressa	σ'_s	31	N/mm ²
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-556913	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	522054	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	34859	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0.148	/
Momento resistente	M_{Rd}	128.6	kNm
Momento sollecitante	M_{sd}	55.0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	$M_{Rd} > M_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
	$\text{Cotg}\alpha$	0	radianti
Diametro ferri	Φ	10	mm
Area del ferro	A	78.5	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Passo armatura al taglio	s	20	cm
Il valore di $\text{Cotg}\theta$ deve essere compreso tra: $1 \leq \text{Cotg}\theta \leq 2,5$ ($21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)	$\text{Cotg}\theta$	2.5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	785	mm ²
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	898	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	732	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	-166	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	80.0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0.0013	/
Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di piastra)	A_{sw}/s	1300	mm ² /m
Diametro ferri	Φ	10	mm
Area del ferro	A	78.5	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	9	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	3	/
Passo armatura al taglio	s	33	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	785	mm ² /m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	15	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	5	/
Passo armatura al taglio	s	20	cm
Diametro armatura	Φ	10	mm
Area armatura	A	79	mm ²

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	300	mm
Larghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	260	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	40	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	300000	mm ²
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	33346	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm ²
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	36000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	40000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2008 cap. 11.2.10.6)	u	2600	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t_0)}$	6.30	/
Dimensione fittizia (NTC 2008 cap. 11.2.10.6)	h_0	231	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2008 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per $t_0 > 60$ giorni	$\phi(\infty, t_0)$	2.10	/
	$E_{c,eff}$	10773	N/mm ²
	n_{eff}	19.49	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1335	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1131	mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	14.4	N/mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	19.20	N/mm ²
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm ²

Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t_0)}$	57	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$S_{om,x(t_0)}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$I_{om,x(t_0)}$	409962239	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t_0)}$	4.98	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t_0)}$	112	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t_0)}$	9	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t_0)}$	5.53	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t_0)}$	125	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t_0)}$	10	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_0)}$	VERIFICATO	ERIFICATO
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	ERIFICATO
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_0)}$	VERIFICATO	ERIFICATO
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	ERIFICATO
Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t_\infty)}$	85	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x(t_\infty)}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x(t_\infty)}$	1044154302	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t_\infty)}$	2.93	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t_\infty)}$	118	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t_\infty)}$	3.26	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t_\infty)}$	131	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	

VERIFICA DELLE FESSURE - circolare 2 febbraio 2009 n. 617			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	3.02	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	112	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6.30	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo definita nella circolare 2 febbraio 2009 cap. C4.1.2.2.4.6	$h_{c,ef}$	81	mm
Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	81091	mm ²
Rapporto aree	ρ_{eff}	0.016	/
Carichi di breve durata  1	k_t	0.6	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\epsilon_{sm} \geq 0,6\sigma_s/E_s$	0.00032	/
Ricoprimento dell'armatura	c	40	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	14	mm
Coeff. 1 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_1	0.8	/
Coeff. 2 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_2	0.5	/
Coeff. 3 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_3	3.4	/
Coeff. 4 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_4	0.425	/
Distanza massima tra le fessure	Δ_{smax}	281	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_d	0.090	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE AGGRESSIVO	$w_d \leq 0.2$ mm	VERIFICATO	

5.3 Vasca di accumulo prima pioggia

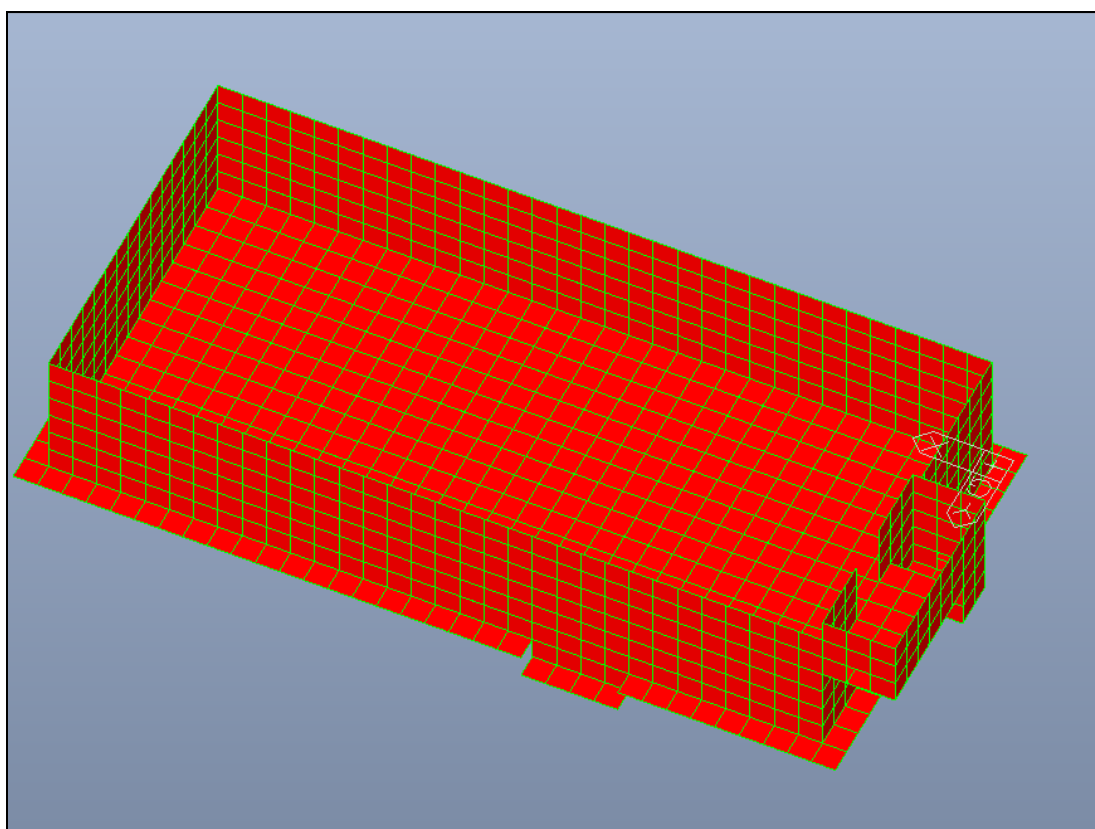
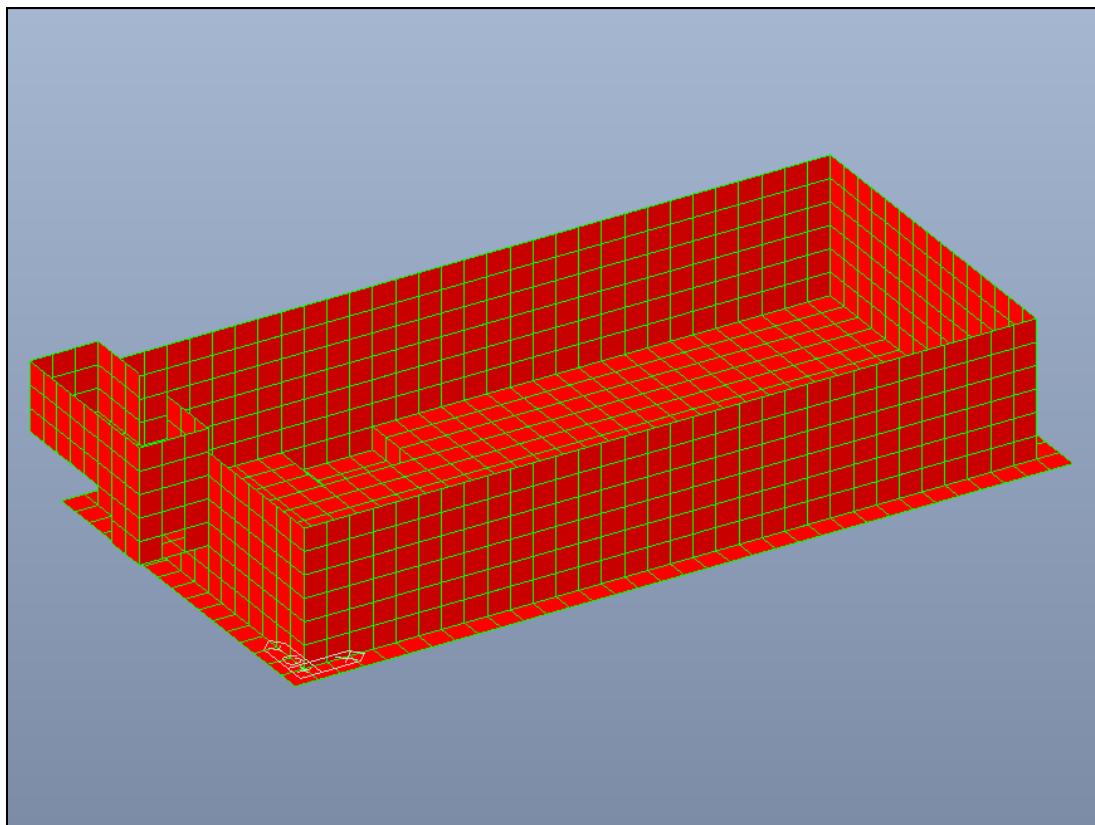
La vasca di accumulo delle portate di prima pioggia in progetto andrà ad integrare i comparti attualmente presenti nell'impianto di depurazione esistente al fine adeguarlo alle vigenti disposizioni normative in materia trattamento delle acque reflue e di prima pioggia. Essa sarà realizzata in c.c.a. gettato in opera ed avrà pianta rettangolare con dimensioni interne nette pari a m 15,80 x 7,30 x 2,95 m (h). La vasca sarà dotata, in posizione centrale, tramite depressione localizzata della platea di fondazione, di n. 2 elettropompe sommerse con portata di 5 l/s e prevalenza 10 m cadauna. In posizione laterale, in corrispondenza di uno dei due lati minori, è prevista la realizzazione di un pozzetto di regolazione e misurazione delle portate in entrata, strutturalmente connesso alla parete della vasca. La platea di fondazione della vasca avrà uno spessore pari a 40 cm mentre le pareti perimetrali di 30 cm. Il pozzetto di regolazione delle portate in entrata avrà fondazione e pareti con spessore pari a 30 cm.

Le verifiche sono state condotte sia per la condizione di vasca vuota, con l'applicazione dell'azione spingente del terreno a tergo dei muri in condizioni permeabili di falda e sismiche, che in condizioni di vasca piena al massimo carico idrostatico di esercizio.

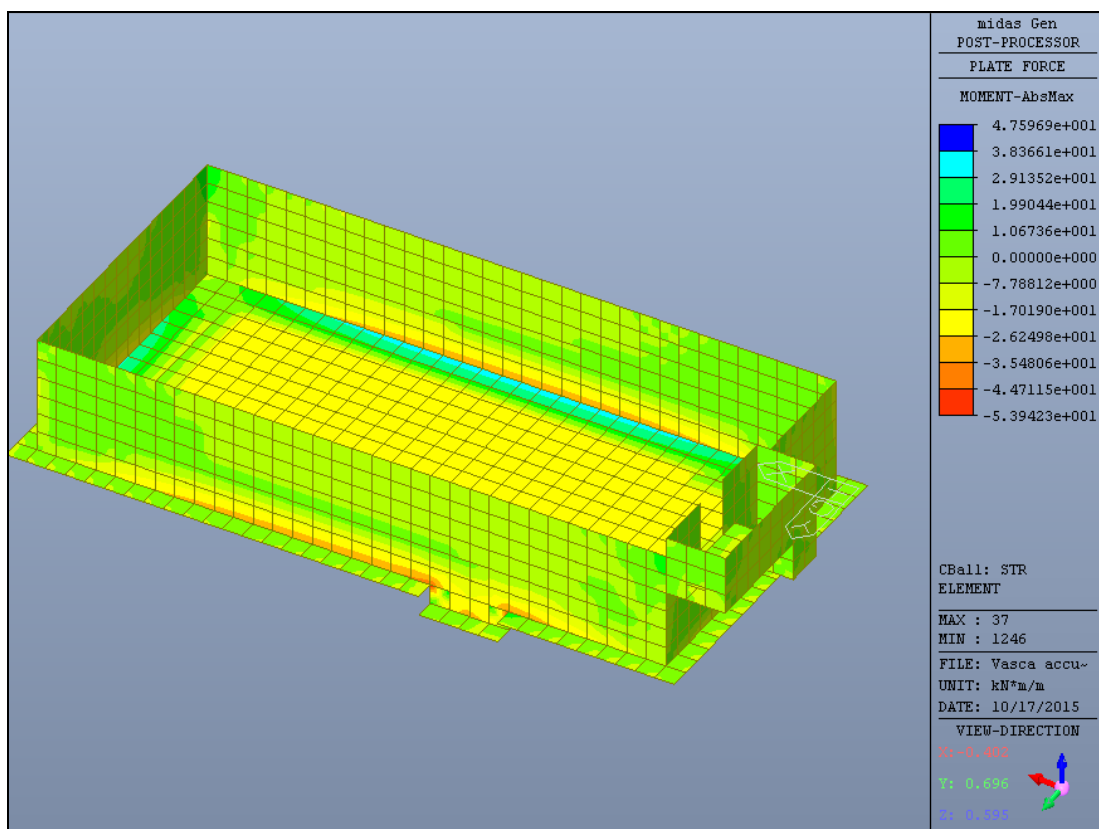
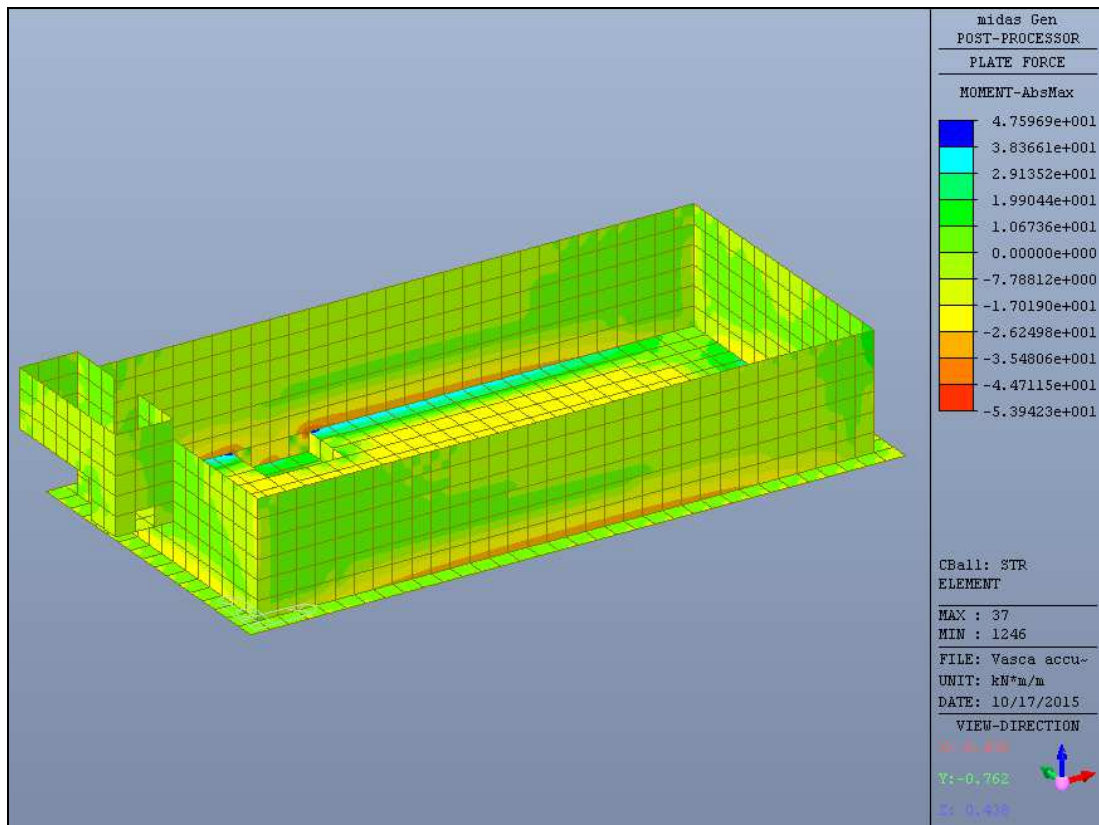
Per quanto riguarda la geometria di dettaglio e le sezioni strutturali dell'opera si rimanda agli specifici elaborati grafici di progetto (tavole ID5, ID17), mentre i materiali per uso strutturale e le azioni di calcolo fanno riferimento a quanto dettagliatamente riportato ai paragrafi 3.1, 3.2, 4.3, 4.4 e 4.5 della presente relazione.

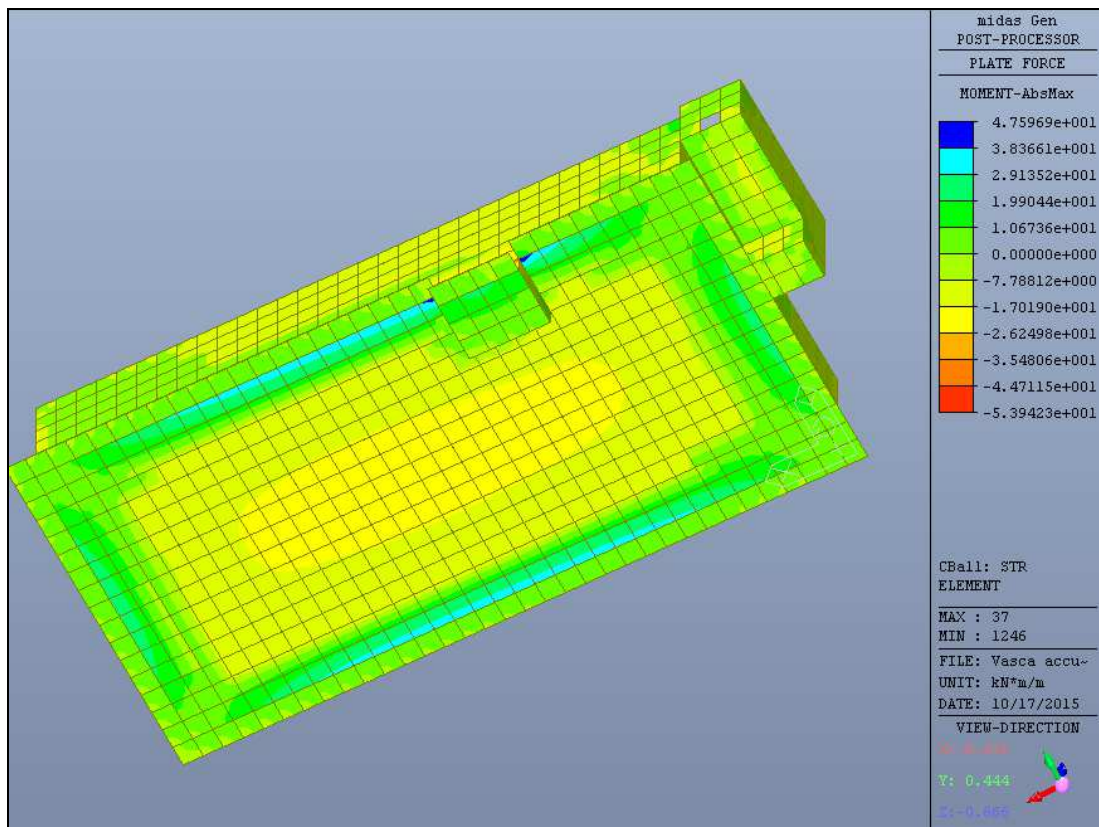
Vengono, quindi, nel seguito riportati il modello geometrico di calcolo e i principali risultati di calcolo (momento flettente, taglio e sforzo normale), con l'involuppo delle sollecitazioni di calcolo e le relative verifiche a stato limite ultimo e a stato limite di esercizio dai quali si evince come **tutte le verifiche strutturali possono ritenersi adeguatamente soddisfatte con valori di tensione nei materiali compatibili con l'uso previsto dell'opera e contenute entro il 40% di f_{ck} per il calcestruzzo ed entro l' 80% di f_{yk} per l'acciaio. Le verifiche a fessurazione risultano, altresì, soddisfatte nel rispetto dei limiti previsti da normativa per le condizioni di esercizio frequente e quasi permanente.**

MODELLO GEOMETRICO DI CALCOLO

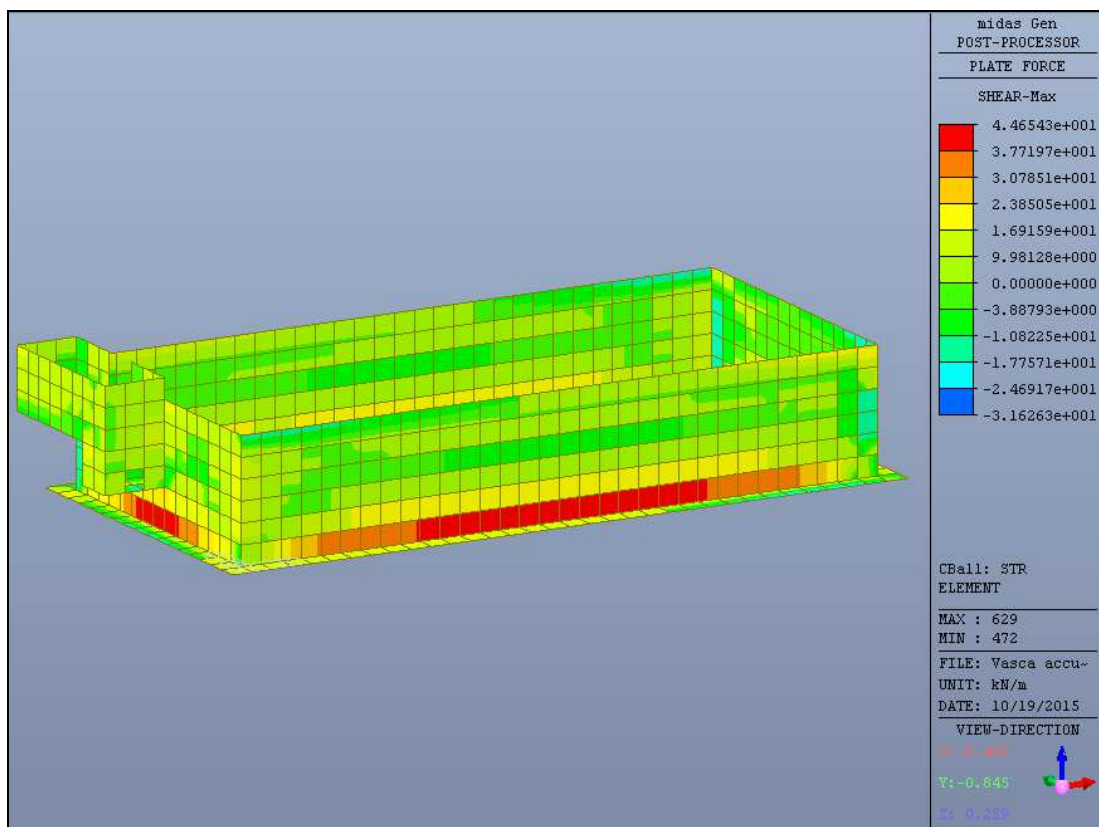


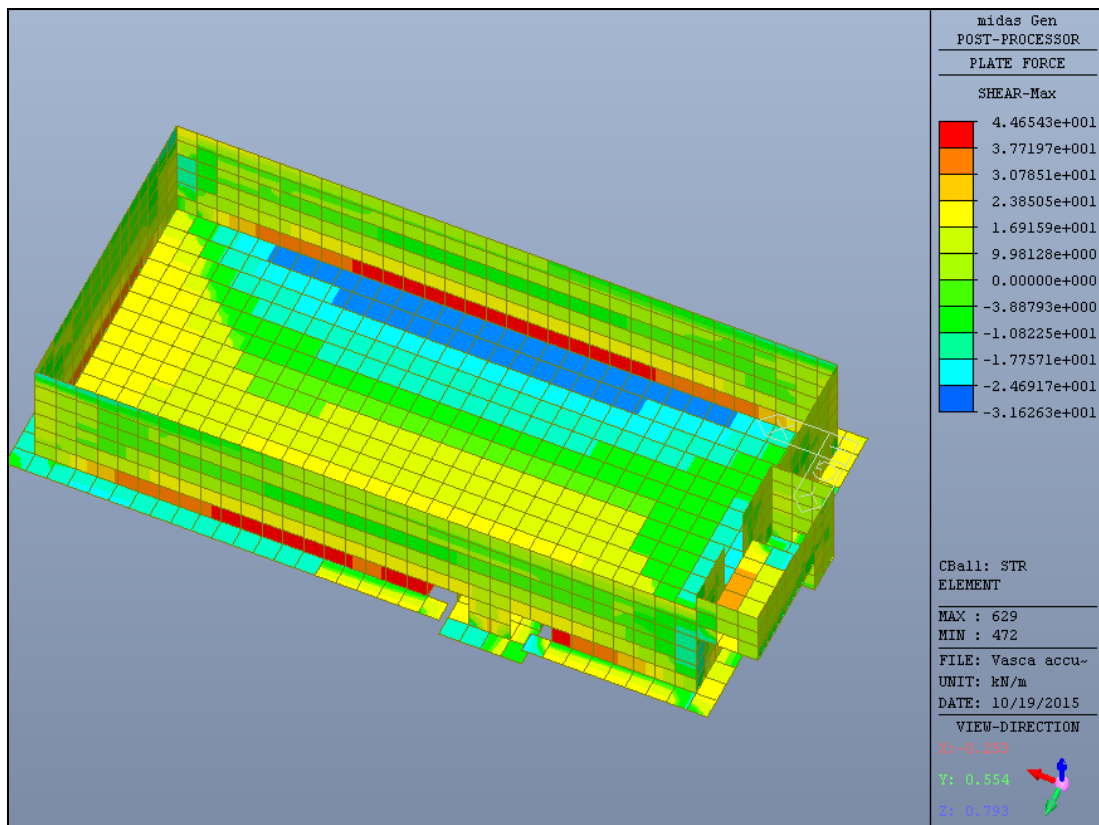
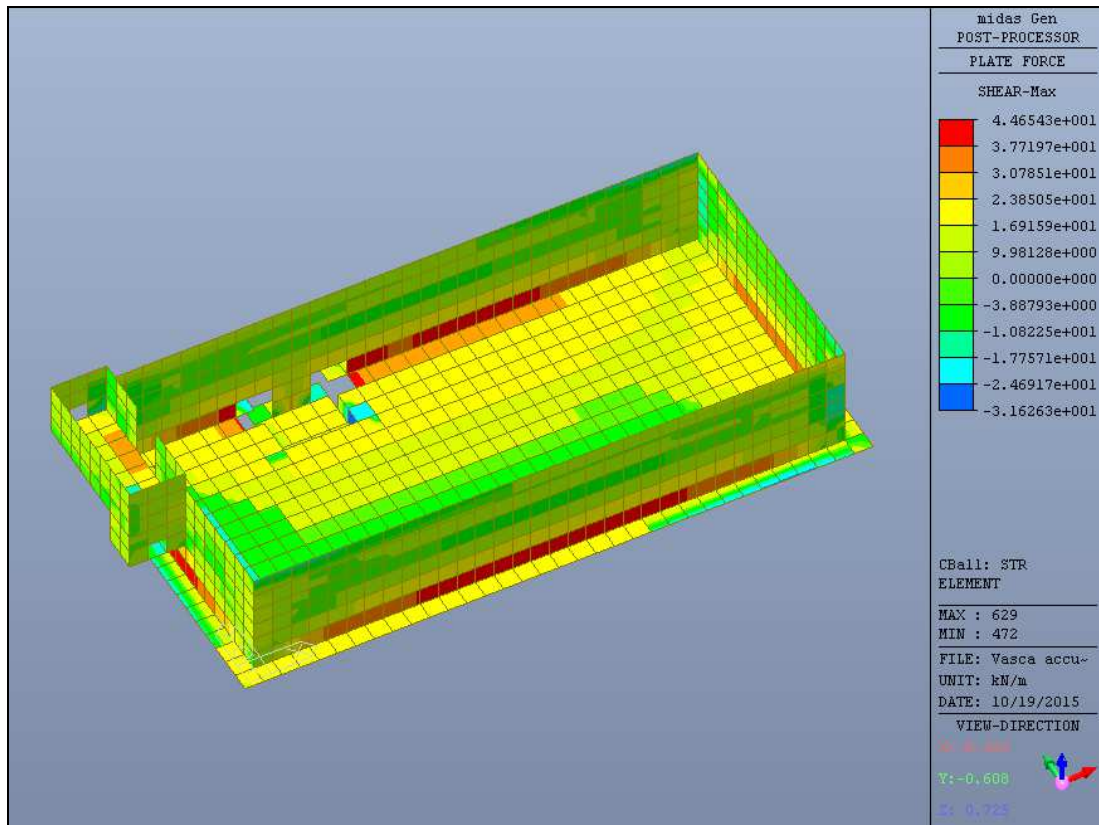
MOMENTO FLETTENTE



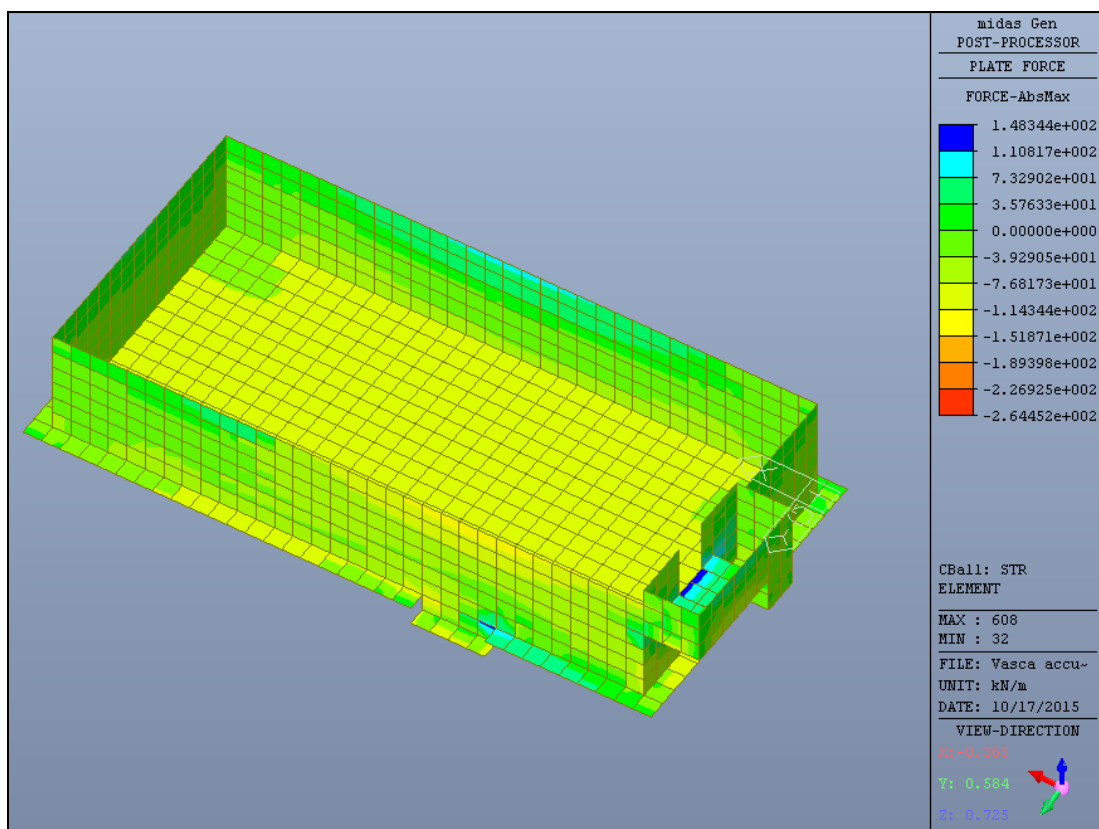
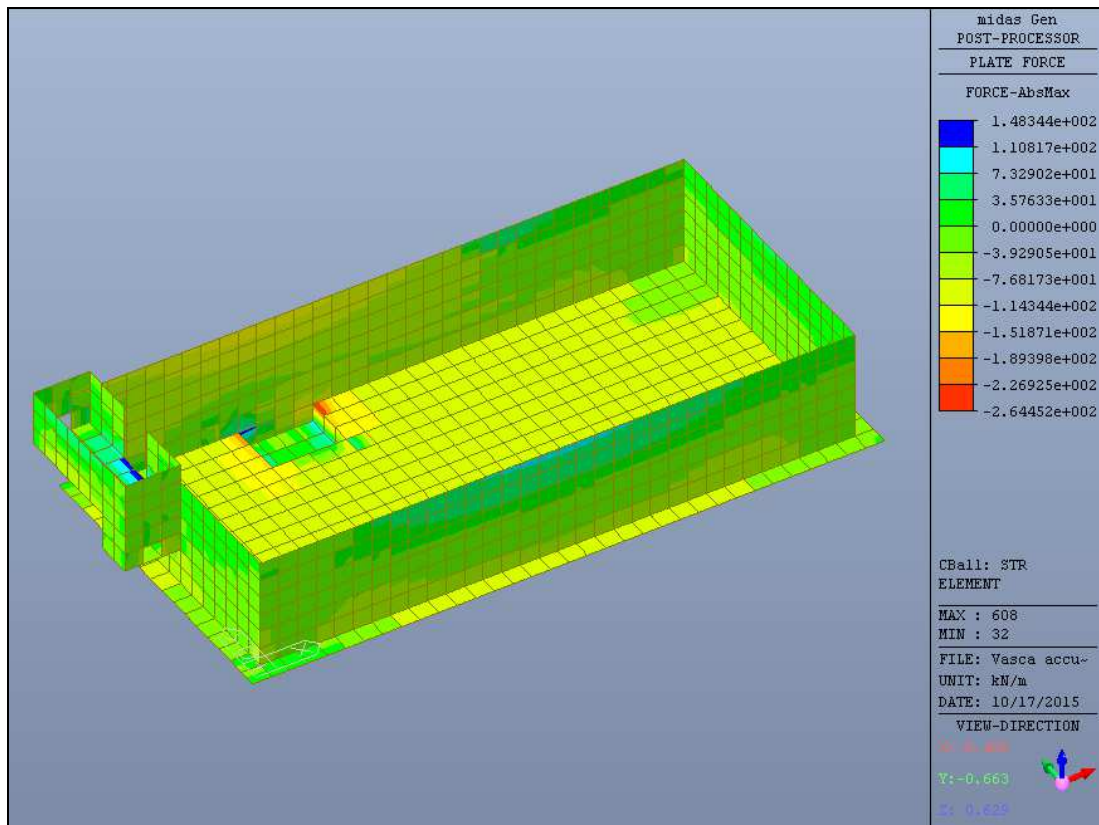


TAGLIO





SFORZO NORMALE



VERIFICHE STRUTTURALI PLATEA DI FONDAZIONE

DATI

Altezza sezione	h	0.4	m
Larghezza sezione	b	1.0	m
Classe di esposizione ambientale		XC4	/
Copriferro minimo	c_{min}	40	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0.04	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	40	mm
Altezza utile	d	0.36	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\epsilon_c = \epsilon_{cu}$	-0.0035	/
Coefficiente di riempimento (per $\epsilon_c = 3,5\%$)	β_1	0.810	/
Coefficiente di posizione (per $\epsilon_c = 3,5\%$)	β_2	0.416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	40.0	kNm
Taglio agente	V_{sd}	40.0	kN
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	27.0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	30.0	kNm

MATERIALI

Conglomerato cementizio a prestazione garantita conforme alla EN 206-1 e alla UNI EN 11104			
Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28 giorni	R_{ck}	40.0	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28 giorni	f_{ck}	32.0	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	f_{cm}	40.0	N/mm ²
Modulo elastico	E_{cm}	33346	N/mm ²
Modulo elastico di calcolo	E_{cd}	27788	N/mm ²
Coeff. di Poisson calcestruzzo non fessurato	ν	0.2	
Coeff. di Poisson calcestruzzo fessurato	ν	0	
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1.5	
Coefficiente per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18.1	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18133	kN/m ²
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	3.02	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione per flessione	f_{ctm}	3.63	N/mm ²
	$f_{ctk,0.05}$	2.12	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.41	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1411112	N/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	32.0	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	32000000	N/m ²
Acciaio B450C conforme alla UNI EN ISO 9001:2000 e UNI EN ISO 15630-1:			
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540000	kN/m ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450000	kN/m ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1.15	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391000	kN/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450000	kN/m ²

DIMENSIONAMENTO ARMATURE LONGITUDINALI

Risultante delle forze di compressione	C	112.1	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0.008	m
Momento resistente	M _{Rd}	40.0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0.0	/
Area minima da normativa	A _{min}	540	mm ²
Area minima richiesta	A _{s,req}	287	mm ²
Area di calcolo	A _{max}	540	mm ²
Diametro ferri disposti inferiormente - strato 1	Ø ₁	14	mm
n° di ferri disposti inferiormente - strato 1	n ₁	5	/
Diametro ferri disposti inferiormente - strato 2	Ø ₁	14	mm
n° di ferri disposti inferiormente - strato 2	n ₁	0	/
Area delle armature in zona tesa	A _s	770	mm ²
Diametro ferri disposti superiormente - strato 1	Ø ₂	12	mm
n° di ferri disposti superiormente - strato 1	n ₁	5	/
Diametro ferri disposti superiormente - strato 2	Ø ₂	12	mm
n° di ferri disposti superiormente - strato 2	n ₁	0	/
Area delle armature in zona compressa	A' _s	565	mm ²
Scarto	(M _{Rd} - M _{sd}) ²	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A _s	770	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A' _s	565	mm ²
Profondità dell'asse neutro	x	30	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε _c	-0.0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε _s	0.0383	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε' _s	0.0011465	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ _c	18.1	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura tesa	σ _s	391	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura compressa	σ' _s	241	N/mm ²
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-437093	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	300949	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	136144	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0.084	/
Momento resistente	M _{Rd}	108.5	kNm
Momento sollecitante	M _{sd}	40.0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	M _{Rd} > M _{sd}	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
	$\text{Cotg}\alpha$	0	radianti
Diametro ferri	Φ	10	mm
Area del ferro	A	78.5	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Passo armatura al taglio	s	20	cm
Il valore di $\text{Cotg}\theta$ deve essere compreso tra: $1 \leq \text{Cotg}\theta \leq 2,5$ ($21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)	$\text{Cotg}\theta$	2.5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	785	mm ²
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	1243	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	1013	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	-230	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	40.0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0.0013	/
Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di piastra)	A_{sw}/s	1300	mm ² /m
Diametro ferri	Φ	10	mm
Area del ferro	A	78.5	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	9	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	3	/
Passo armatura al taglio	s	33	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	785	mm ² /m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	15	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	5	/
Passo armatura al taglio	s	20	cm
Diametro armatura	Φ	10	mm
Area armatura	A	79	mm ²

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	400	mm
Larghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	360	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	40	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	400000	mm ²
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	33346	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm ²
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	27000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	30000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2008 cap. 11.2.10.6)	u	2800	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t_0)}$	6.30	/
Dimensione fittizia (NTC 2008 cap. 11.2.10.6)	h_0	286	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2008 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per $t_0 > 60$ giorni	$\phi(\infty, t_0)$	2.05	/
	$E_{c,eff}$	10928	N/mm ²
	n_{eff}	19.22	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	770	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A'_s	565	mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	14.4	N/mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	19.20	N/mm ²
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm ²

Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t_0)}$	54	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$S_{om,x(t_0)}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$I_{om,x(t_0)}$	506946876	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t_0)}$	2.86	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t_0)}$	103	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t_0)}$	5	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t_0)}$	3.18	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t_0)}$	114	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t_0)}$	5	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t_\infty)}$	85	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x(t_\infty)}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x(t_\infty)}$	1344137965	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t_\infty)}$	1.71	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t_\infty)}$	106	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t_\infty)}$	1.90	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t_\infty)}$	118	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	

VERIFICA DELLE FESSURE - circolare 2 febbraio 2009 n. 617			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	3.02	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	103	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6.30	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo definita nella circolare 2 febbraio 2009 cap. C4.1.2.2.4.6	$h_{c,ef}$	100	mm
Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	100000	mm ²
Rapporto aree	ρ_{eff}	0.008	/
Carichi di breve durata  1	k_t	0.6	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\epsilon_{sm} \geq 0,6\sigma_s/E_s$	0.00029	/
Ricoprimento dell'armatura	c	40	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	14	mm
Coeff. 1 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_1	0.8	/
Coeff. 2 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_2	0.5	/
Coeff. 3 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_3	3.4	/
Coeff. 4 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_4	0.425	/
Distanza massima tra le fessure	Δ_{smax}	445	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_d	0.131	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE AGGRESSIVO	$w_d \leq 0.2 \text{ mm}$	VERIFICATO	

VERIFICHE STRUTTURALI PARETI PRINCIPALI

DATI

Altezza sezione	h	0.3	m
Larghezza sezione	b	1.0	m
Classe di esposizione ambientale		XC4	/
Copri ferro minimo	c_{min}	40	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0.04	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	40	mm
Altezza utile	d	0.26	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\epsilon_c = \epsilon_{cu}$	-0.0035	/
Coefficiente di riempimento (per $\epsilon_c = 3,5\%$)	β_1	0.810	/
Coefficiente di posizione (per $\epsilon_c = 3,5\%$)	β_2	0.416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	45.0	kNm
Taglio agente	V_{sd}	45.0	kN
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	32.0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	35.0	kNm

MATERIALI

Conglomerato cementizio a prestazione garantita conforme alla EN 206-1 e alla UNI EN 11104			
Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28 giorni	R_{ck}	40.0	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28 giorni	f_{ck}	32.0	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	f_{cm}	40.0	N/mm ²
Modulo elastico	E_{cm}	33346	N/mm ²
Modulo elastico di calcolo	E_{cd}	27788	N/mm ²
Coeff. di Poisson calcestruzzo non fessurato	ν	0.2	
Coeff. di Poisson calcestruzzo fessurato	ν	0	
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1.5	
Coefficiente per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18.1	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18133	kN/m ²
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	3.02	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione per flessione	f_{ctm}	3.63	N/mm ²
	$f_{ctk,0.05}$	2.12	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.41	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1411112	N/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	32.0	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	32000000	N/m ²
Acciaio B450C conforme alla UNI EN ISO 9001:2000 e UNI EN ISO 15630-1:			
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540000	kN/m ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450000	kN/m ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1.15	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391000	kN/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450000	kN/m ²

DIMENSIONAMENTO ARMATURE LONGITUDINALI

Risultante delle forze di compressione	C	176.5	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0.012	m
Momento resistente	M _{Rd}	45.0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0.0	/
Area minima da normativa	A _{min}	390	mm ²
Area minima richiesta	A _{s,req}	451	mm ²
Area di calcolo	A _{max}	451	mm ²
Diametro ferri disposti inferiormente - strato 1	Ø ₁	14	mm
n° di ferri disposti inferiormente - strato 1	n ₁	5	/
Diametro ferri disposti inferiormente - strato 2	Ø ₁	12	mm
n° di ferri disposti inferiormente - strato 2	n ₁	5	/
Area delle armature in zona tesa	A _s	1335	mm ²
Diametro ferri disposti superiormente - strato 1	Ø ₂	12	mm
n° di ferri disposti superiormente - strato 1	n ₁	5	/
Diametro ferri disposti superiormente - strato 2	Ø ₂	12	mm
n° di ferri disposti superiormente - strato 2	n ₁	5	/
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1131	mm ²
Scarto	(M _{Rd} - M _{sd}) ²	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A _s	1335	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1131	mm ²
Profondità dell'asse neutro	x	38	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε _c	-0.0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε _s	0.0202	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε' _s	0.0001468	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ _c	18.1	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura tesa	σ _s	391	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura compressa	σ' _s	31	N/mm ²
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-556913	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	522054	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	34859	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0.148	/
Momento resistente	M _{Rd}	128.6	kNm
Momento sollecitante	M _{sd}	45.0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	M _{Rd} > M _{sd}	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
	$\text{Cotg}\alpha$	0	radianti
Diametro ferri	Φ	10	mm
Area del ferro	A	78.5	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Passo armatura al taglio	s	20	cm
Il valore di $\text{Cotg}\theta$ deve essere compreso tra: $1 \leq \text{Cotg}\theta \leq 2,5$ ($21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)	$\text{Cotg}\theta$	2.5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	785	mm ²
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	898	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	732	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	-166	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	45.0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0.0013	/
Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di piastra)	A_{sw}/s	1300	mm ² /m
Diametro ferri	Φ	10	mm
Area del ferro	A	78.5	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	9	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	3	/
Passo armatura al taglio	s	33	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	785	mm ² /m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	15	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	5	/
Passo armatura al taglio	s	20	cm
Diametro armatura	Φ	10	mm
Area armatura	A	79	mm ²

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	300	mm
Larghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	260	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	40	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	300000	mm ²
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	33346	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm ²
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	32000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	35000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2008 cap. 11.2.10.6)	u	2600	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$\eta_{(t_0)}$	6.30	/
Dimensione fittizia (NTC 2008 cap. 11.2.10.6)	h_0	231	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2008 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per $t_0 > 60$ giorni	$\varphi(\infty, t_0)$	2.10	/
	$E_{c,eff}$	10773	N/mm ²
	η_{eff}	19.49	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1335	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1131	mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	14.4	N/mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	19.20	N/mm ²
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm ²

Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t_0)}$	57	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$S_{om,x}(t_0)$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$I_{om,x}(t_0)$	409962239	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t_0)}$	4.43	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t_0)}$	100	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t_0)}$	8	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t_0)}$	4.84	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t_0)}$	109	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t_0)}$	9	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t_\infty)}$	85	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x}(t_\infty)$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x}(t_\infty)$	1044154302	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t_\infty)}$	2.61	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t_\infty)}$	105	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t_\infty)}$	2.85	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t_\infty)}$	114	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	

VERIFICA DELLE FESSURE - circolare 2 febbraio 2009 n. 617			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	3.02	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	100	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$\eta_{(t0)}$	6.30	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo definita nella circolare 2 febbraio 2009 cap. C4.1.2.2.4.6	$h_{c,ef}$	81	mm
Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	81091	mm ²
Rapporto aree	ρ_{eff}	0.016	/
Carichi di breve durata  1	k_t	0.6	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\epsilon_{sm} \geq 0,6\sigma_s/E_s$	0.00029	/
Ricoprimento dell'armatura	c	40	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	14	mm
Coeff. 1 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_1	0.8	/
Coeff. 2 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_2	0.5	/
Coeff. 3 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_3	3.4	/
Coeff. 4 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_4	0.425	/
Distanza massima tra le fessure	Δ_{smax}	281	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_d	0.080	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE AGGRESSIVO	$w_d \leq 0.2$ mm	VERIFICATO	

5.4 Vasca di denitrificazione e ossidazione “A”

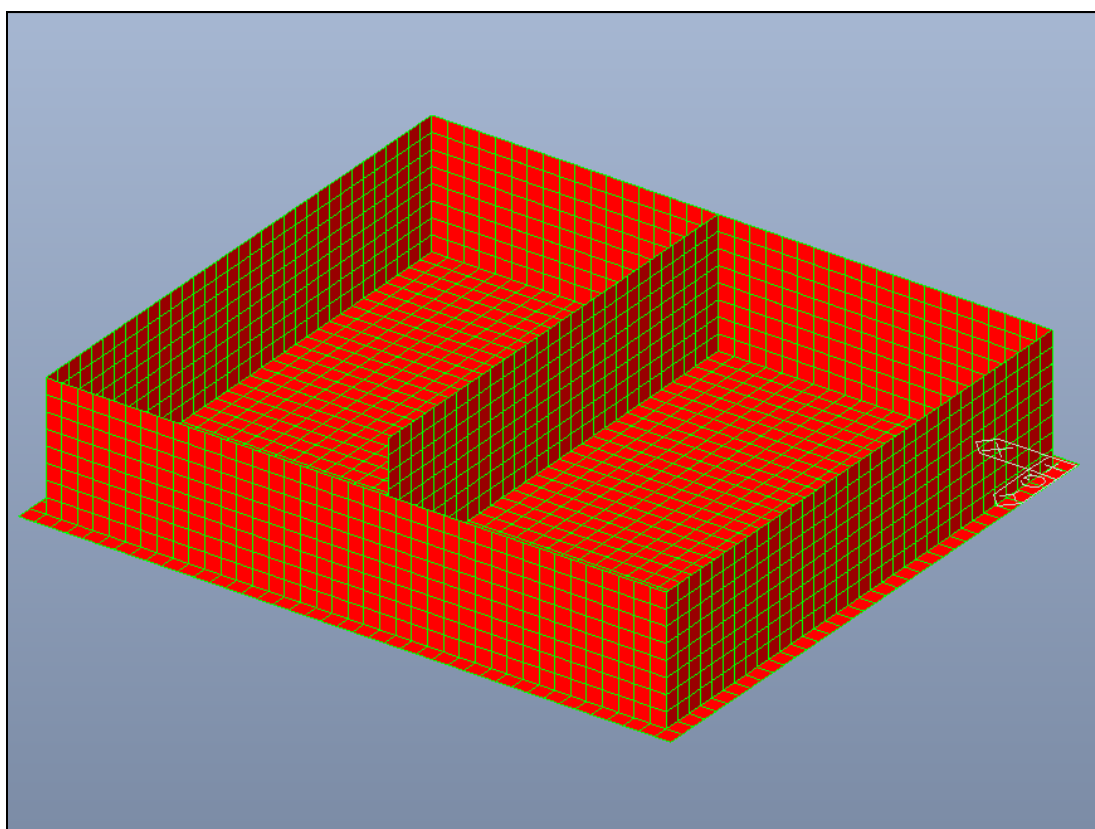
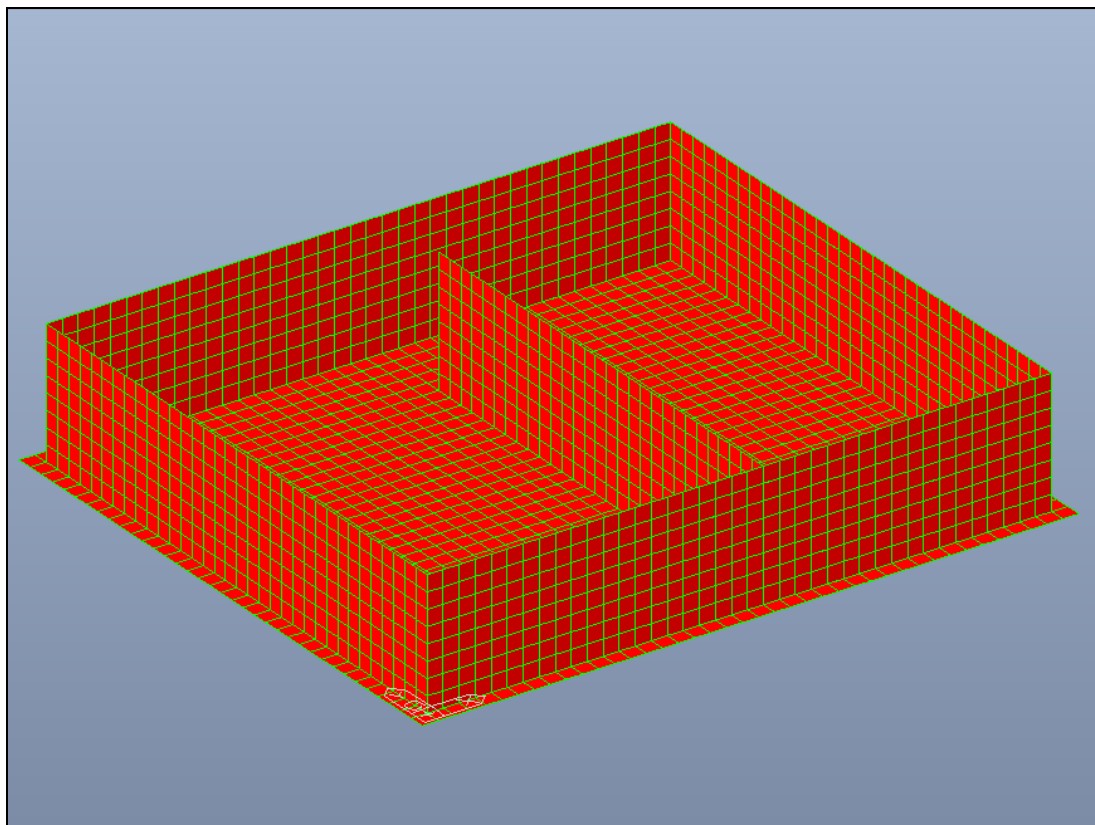
La vasca di denitrificazione e ossidazione “A” in progetto andrà ad integrare la vasca esistente dell’impianto di depurazione (vasca “B”) in modo tale da implementare la funzionalità e la potenzialità del processo di trattamento alla portata di 10 Q_n prevista. Essa sarà realizzata in c.c.a. gettato in opera ed avrà pianta rettangolare con dimensioni interne nette pari a m 19,20 x 16,70 x 3,90 m (h). Un setto centrale parallelo al lato corto della vasca e di lunghezza pari a m 14,70 suddividerà il manufatto nella sottovasca di ossidazione / nitrificazione, avente dimensioni nette in pianta pari a m 10,50 x 16,70, in cui verrà alloggiato l’impianto di diffusione aria a piattelli, e nella sottovasca di denitrificazione, con dimensioni nette in pianta pari a m 8,40 x 16,70 attrezzata di n. 2 elettromiscelatori sommergibili installati ai due angoli opposti. La platea di fondazione della vasca avrà uno spessore pari a 40 cm mentre le pareti perimetrali e il setto centrale di 30 cm.

Le verifiche sono state condotte sia per la condizione di vasca vuota, con l’applicazione dell’azione spingente del terreno a tergo dei muri in condizioni permeabili di falda e sismiche, che in condizioni di vasca piena al massimo carico idrostatico di esercizio.

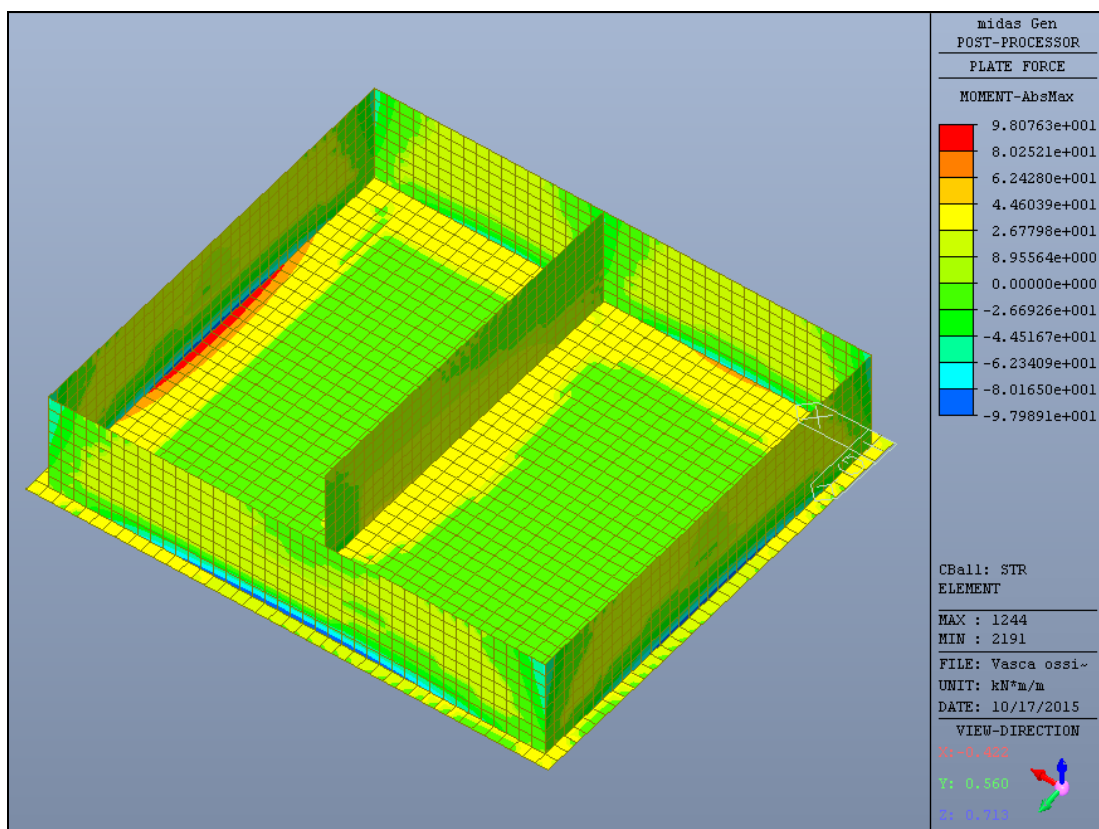
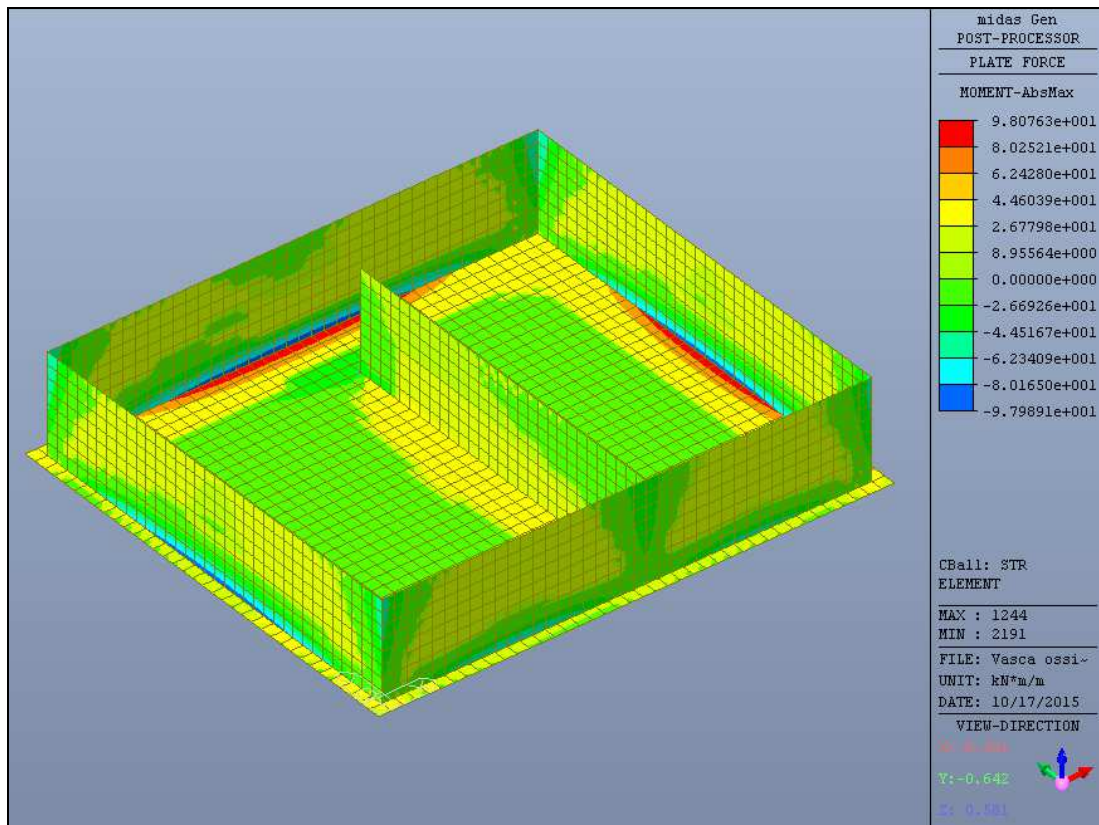
Per quanto riguarda la geometria di dettaglio e le sezioni strutturali dell’opera si rimanda agli specifici elaborati grafici di progetto (tavole ID6, ID18), mentre i materiali per uso strutturale e le azioni di calcolo fanno riferimento a quanto dettagliatamente riportato ai paragrafi 3.1, 3.2, 4.3, 4.4 e 4.5 della presente relazione.

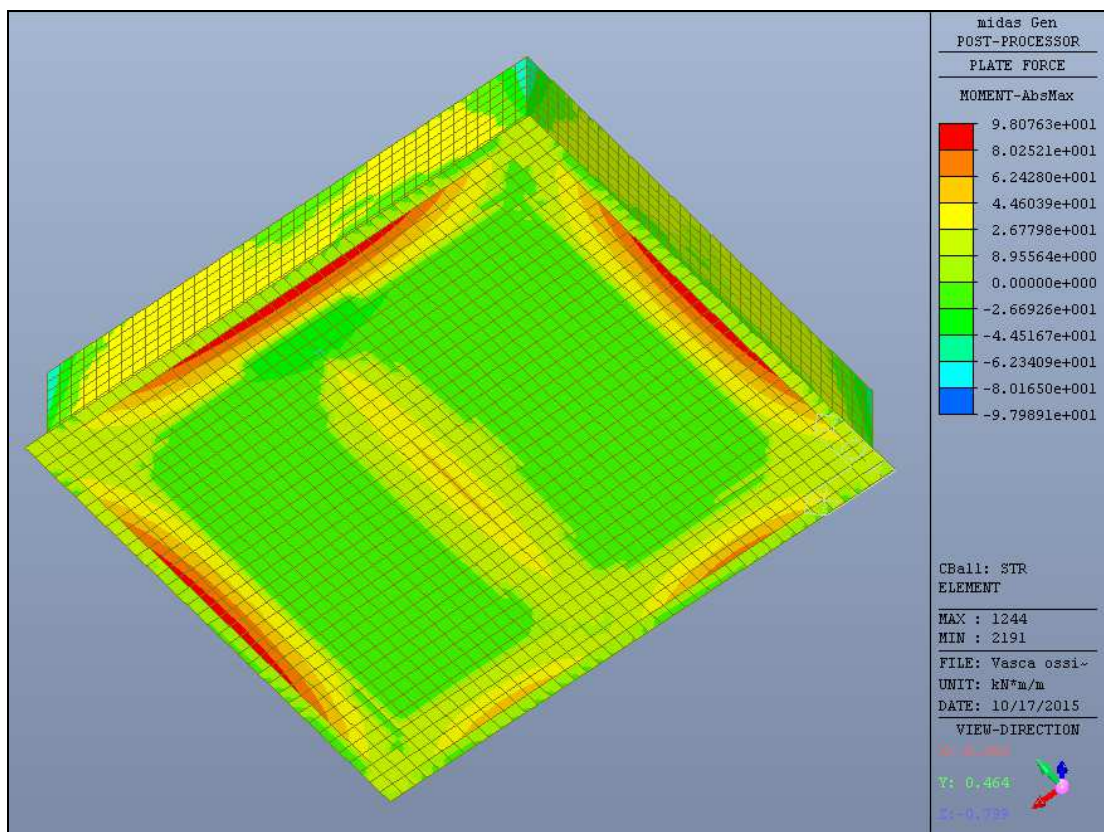
Vengono, quindi, nel seguito riportati il modello geometrico di calcolo e i principali risultati di calcolo (momento flettente, taglio e sforzo normale), con l’involuppo delle sollecitazioni di calcolo e le relative verifiche a stato limite ultimo e a stato limite di esercizio dai quali si evince come **tutte le verifiche strutturali possono ritenersi adeguatamente soddisfatte con valori di tensione nei materiali compatibili con l’uso previsto dell’opera e contenute entro il 40% di f_{ck} per il calcestruzzo ed entro l’ 80% di f_{yk} per l’acciaio. Le verifiche a fessurazione risultano, altresì, soddisfatte nel rispetto dei limiti previsti da normativa per le condizioni di esercizio frequente e quasi permanente.**

MODELLO GEOMETRICO DI CALCOLO

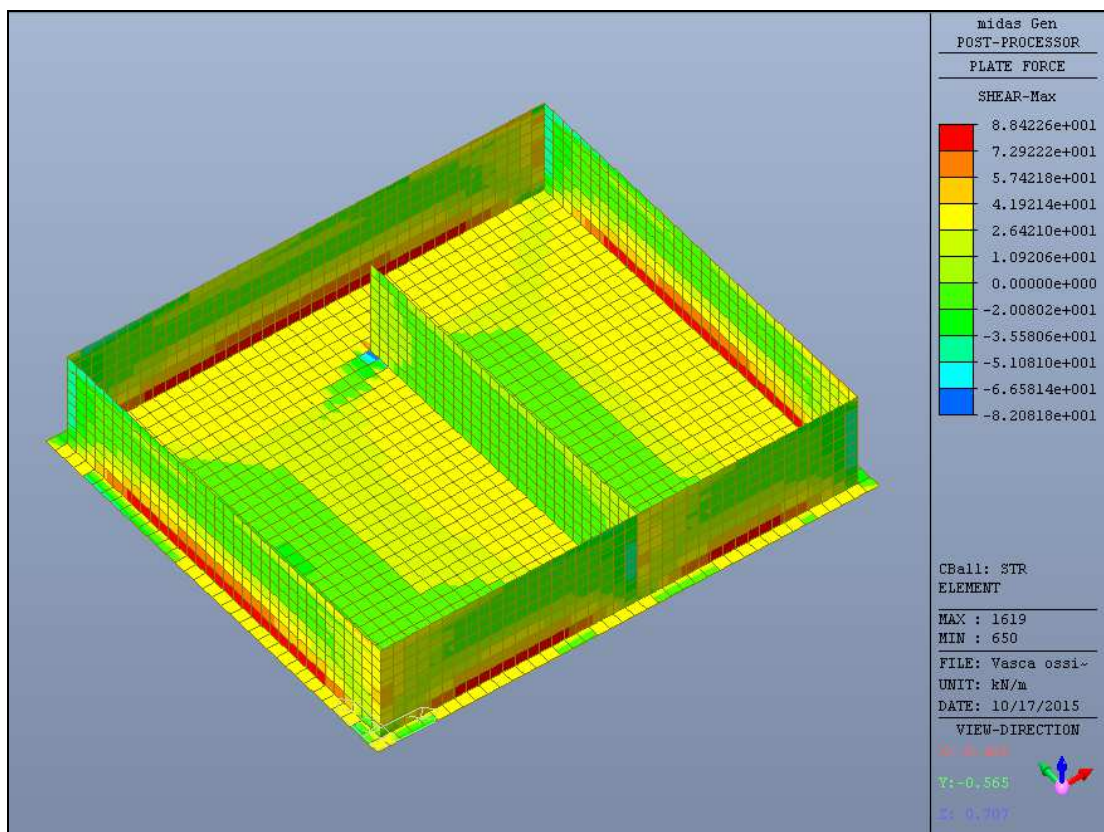


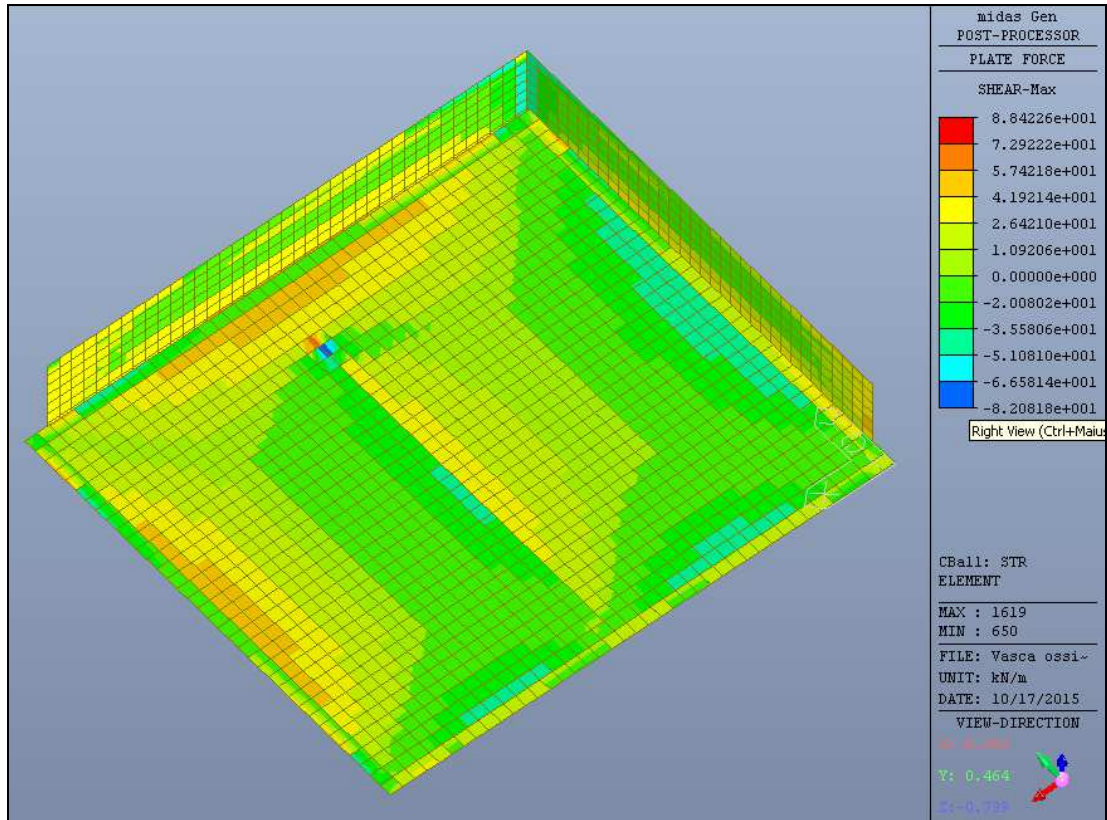
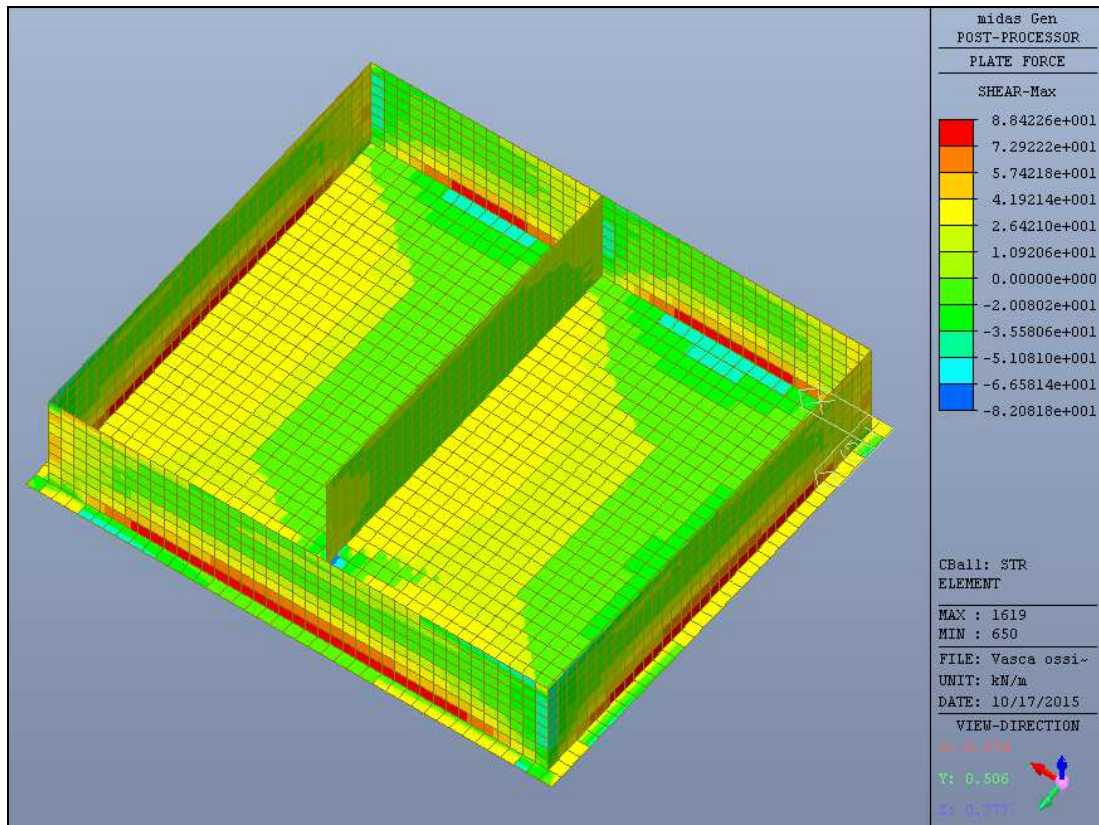
MOMENTO FLETTENTE



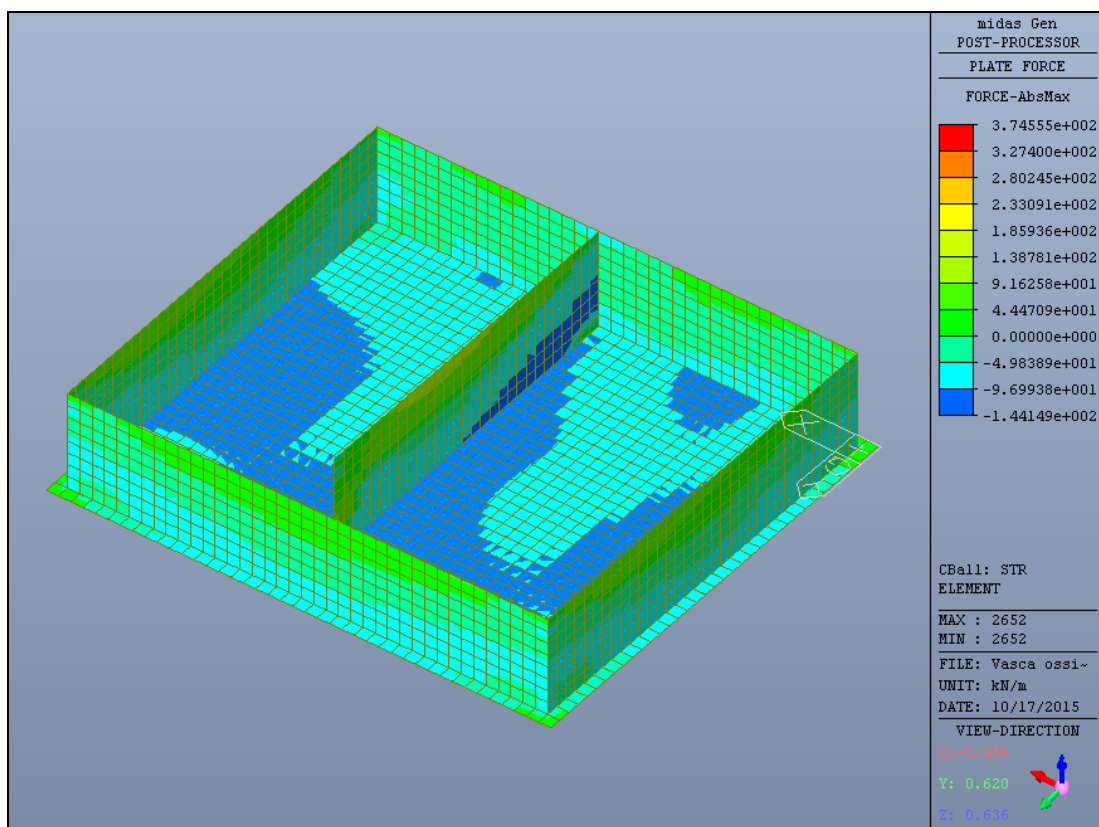
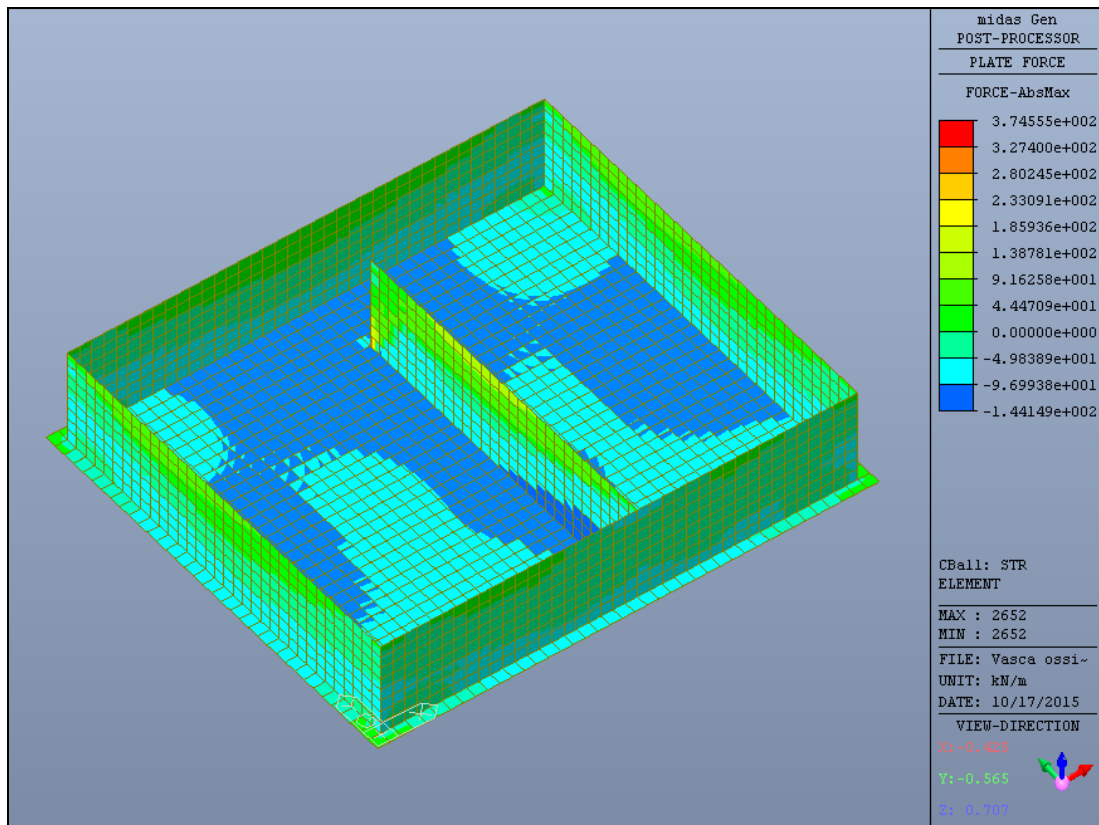


TAGLIO





SFORZO NORMALE



VERIFICHE STRUTTURALI PLATEA DI FONDAZIONE

DATI

Altezza sezione	h	0.4	m
Larghezza sezione	b	1.0	m
Classe di esposizione ambientale		XC4	/
Copriferro minimo	c_{min}	40	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0.04	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	40	mm
Altezza utile	d	0.36	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\epsilon_c = \epsilon_{cu}$	-0.0035	/
Coefficiente di riempimento (per $\epsilon_c = 3,5\%$)	β_1	0.810	/
Coefficiente di posizione (per $\epsilon_c = 3,5\%$)	β_2	0.416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	100.0	kNm
Taglio agente	V_{sd}	60.0	kN
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	63.0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	70.0	kNm

MATERIALI

Conglomerato cementizio a prestazione garantita conforme alla EN 206-1 e alla UNI EN 11104			
Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28 giorni	R_{ck}	40.0	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28 giorni	f_{ck}	32.0	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	f_{cm}	40.0	N/mm ²
Modulo elastico	E_{cm}	33346	N/mm ²
Modulo elastico di calcolo	E_{cd}	27788	N/mm ²
Coeff. di Poisson calcestruzzo non fessurato	ν	0.2	
Coeff. di Poisson calcestruzzo fessurato	ν	0	
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1.5	
Coefficiente per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18.1	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18133	kN/m ²
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	3.02	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione per flessione	f_{ctm}	3.63	N/mm ²
	$f_{ctk,0.05}$	2.12	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.41	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1411112	N/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	32.0	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	32000000	N/m ²
Acciaio B450C conforme alla UNI EN ISO 9001:2000 e UNI EN ISO 15630-1:			
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540000	kN/m ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450000	kN/m ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1.15	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391000	kN/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450000	kN/m ²

DIMENSIONAMENTO ARMATURE LONGITUDINALI

Risultante delle forze di compressione	C	283.9	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0.020	m
Momento resistente	M _{Rd}	100.0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0.1	/
Area minima da normativa	A _{min}	540	mm ²
Area minima richiesta	A _{s,req}	726	mm ²
Area di calcolo	A _{max}	726	mm ²
Diametro ferri disposti inferiormente - strato 1	Ø ₁	16	mm
n° di ferri disposti inferiormente - strato 1	n ₁	6	/
Diametro ferri disposti inferiormente - strato 2	Ø ₁	12	mm
n° di ferri disposti inferiormente - strato 2	n ₁	6	/
Area delle armature in zona tesa	A _s	1885	mm ²
Diametro ferri disposti superiormente - strato 1	Ø ₂	12	mm
n° di ferri disposti superiormente - strato 1	n ₁	6	/
Diametro ferri disposti superiormente - strato 2	Ø ₂	12	mm
n° di ferri disposti superiormente - strato 2	n ₁	6	/
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1357	mm ²
Scarto	(M _{Rd} - M _{sd}) ²	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A _s	1885	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1357	mm ²
Profondità dell'asse neutro	x	44	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε _c	-0.0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε _s	0.0250	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε' _s	-0.000335	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ _c	18.1	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura tesa	σ _s	391	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura compressa	σ' _s	-70	N/mm ²
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-641625	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	737018	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	-95392	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0.123	/
Momento resistente	M _{Rd}	250.2	kNm
Momento sollecitante	M _{sd}	100.0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	M _{Rd} > M _{sd}	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
	$\text{Cotg}\alpha$	0	radianti
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113.04	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Passo armatura al taglio	s	20	cm
Il valore di $\text{Cotg}\theta$ deve essere compreso tra: $1 \leq \text{Cotg}\theta \leq 2,5$ ($21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)	$\text{Cotg}\theta$	2.5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	1130	mm ²
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	1790	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	1013	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	-777	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	60.0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0.0013	/
Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di piastra)	A_{sw}/s	1300	mm ² /m
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113.04	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	6	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	2	/
Passo armatura al taglio	s	50	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	1130.4	mm ² /m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	15	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	5	/
Passo armatura al taglio	s	20	cm
Diametro armatura	Φ	12	mm
Area armatura	A	113	mm ²

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	400	mm
Larghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	360	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	40	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	400000	mm ²
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	33346	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm ²
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	63000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	70000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2008 cap. 11.2.10.6)	u	2800	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t_0)}$	6.30	/
Dimensione fittizia (NTC 2008 cap. 11.2.10.6)	h_0	286	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2008 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per $t_0 > 60$ giorni	$\phi(\infty, t_0)$	2.05	/
	$E_{c,eff}$	10928	N/mm ²
	n_{eff}	19.22	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1885	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1357	mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	14.4	N/mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	19.20	N/mm ²
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm ²

Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t_0)}$	78	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$S_{om,x(t_0)}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$I_{om,x(t_0)}$	1112568264	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t_0)}$	4.44	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t_0)}$	100	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t_0)}$	14	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t_0)}$	4.93	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t_0)}$	112	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t_0)}$	15	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t_\infty)}$	117	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x(t_\infty)}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x(t_\infty)}$	2819363809	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t_\infty)}$	2.62	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t_\infty)}$	104	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t_\infty)}$	2.91	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t_\infty)}$	116	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	

VERIFICA DELLE FESSURE - circolare 2 febbraio 2009 n. 617			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	3.02	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	100	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6.30	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo definita nella circolare 2 febbraio 2009 cap. C4.1.2.2.4.6	$h_{c,ef}$	100	mm
Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	100000	mm ²
Rapporto aree	ρ_{eff}	0.019	/
Carichi di breve durata  1	k_t	0.6	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\epsilon_{sm} \geq 0,6\sigma_s/E_s$	0.00029	/
Ricoprimento dell'armatura	c	40	mm
Spaziatura tra le armature	s	167	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	16	mm
Coeff. 1 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_1	0.8	/
Coeff. 2 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_2	0.5	/
Coeff. 3 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_3	3.4	/
Coeff. 4 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_4	0.425	/
Distanza massima tra le fessure	Δ_{smax}	280	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_d	0.080	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE AGGRESSIVO		$w_d \leq 0.2 \text{ mm}$	VERIFICATO

VERIFICHE STRUTTURALI PARETI PRINCIPALI

DATI

Altezza sezione	h	0.3	m
Larghezza sezione	b	1.0	m
Classe di esposizione ambientale		XC4	/
Copri ferro minimo	c_{min}	40	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0.04	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	40	mm
Altezza utile	d	0.26	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\epsilon_c = \epsilon_{cu}$	-0.0035	/
Coefficiente di riempimento (per $\epsilon_c = 3,5\%$)	β_1	0.810	/
Coefficiente di posizione (per $\epsilon_c = 3,5\%$)	β_2	0.416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	100.0	kNm
Taglio agente	V_{sd}	60.0	kN
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	63.0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	70.0	kNm

MATERIALI

Conglomerato cementizio a prestazione garantita conforme alla EN 206-1 e alla UNI EN 11104			
Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28 giorni	R_{ck}	40.0	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28 giorni	f_{ck}	32.0	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	f_{cm}	40.0	N/mm ²
Modulo elastico	E_{cm}	33346	N/mm ²
Modulo elastico di calcolo	E_{cd}	27788	N/mm ²
Coeff. di Poisson calcestruzzo non fessurato	ν	0.2	
Coeff. di Poisson calcestruzzo fessurato	ν	0	
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1.5	
Coefficiente per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18.1	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18133	kN/m ²
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	3.02	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione per flessione	f_{ctm}	3.63	N/mm ²
	$f_{ctk,0.05}$	2.12	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.41	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1411112	N/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	32.0	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	32000000	N/m ²
Acciaio B450C conforme alla UNI EN ISO 9001:2000 e UNI EN ISO 15630-1:			
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540000	kN/m ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450000	kN/m ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1.15	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391000	kN/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450000	kN/m ²

DIMENSIONAMENTO ARMATURE LONGITUDINALI

Risultante delle forze di compressione	C	401.6	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0.028	m
Momento resistente	M _{Rd}	100.0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0.1	/
Area minima da normativa	A _{min}	390	mm ²
Area minima richiesta	A _{s,req}	1027	mm ²
Area di calcolo	A _{max}	1027	mm ²
Diametro ferri disposti inferiormente - strato 1	Ø ₁	16	mm
n° di ferri disposti inferiormente - strato 1	n ₁	6	/
Diametro ferri disposti inferiormente - strato 2	Ø ₁	12	mm
n° di ferri disposti inferiormente - strato 2	n ₁	6	/
Area delle armature in zona tesa	A _s	1885	mm ²
Diametro ferri disposti superiormente - strato 1	Ø ₂	14	mm
n° di ferri disposti superiormente - strato 1	n ₁	6	/
Diametro ferri disposti superiormente - strato 2	Ø ₂	12	mm
n° di ferri disposti superiormente - strato 2	n ₁	6	/
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1602	mm ²
Scarto	(M _{Rd} - M _{sd}) ²	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A _s	1885	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1602	mm ²
Profondità dell'asse neutro	x	43	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε _c	-0.0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε _s	0.0176	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε' _s	-0.000248	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ _c	18.1	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura tesa	σ _s	391	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura compressa	σ' _s	-52	N/mm ²
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-624506	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	737018	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	-83422	N
Bilancio	C+S+S'	29089	N
Profondità asse neutro	x/d	0.166	/
Momento resistente	M _{Rd}	170.0	kNm
Momento sollecitante	M _{sd}	100.0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	M _{Rd} > M _{sd}	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
	$\text{Cotg}\alpha$	0	radianti
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113.04	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Passo armatura al taglio	s	20	cm
Il valore di $\text{Cotg}\theta$ deve essere compreso tra: $1 \leq \text{Cotg}\theta \leq 2,5$ ($21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)	$\text{Cotg}\theta$	2.5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	1130	mm ²
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	1293	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	732	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	-561	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	60.0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0.0013	/
Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di piastra)	A_{sw}/s	1300	mm ² /m
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113.04	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	6	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	2	/
Passo armatura al taglio	s	50	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	1130.4	mm ² /m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	15	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	5	/
Passo armatura al taglio	s	20	cm
Diametro armatura	Φ	12	mm
Area armatura	A	113	mm ²

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	300	mm
Larghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	260	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	40	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	300000	mm ²
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	33346	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm ²
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	63000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	70000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2008 cap. 11.2.10.6)	u	2600	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$\eta_{(t_0)}$	6.30	/
Dimensione fittizia (NTC 2008 cap. 11.2.10.6)	h_0	231	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2008 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per $t_0 > 60$ giorni	$\varphi(\infty, t_0)$	2.10	/
	$E_{c,eff}$	10773	N/mm ²
	η_{eff}	19.49	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1885	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1602	mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	14.4	N/mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	19.20	N/mm ²
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm ²

Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$X_{c(t_0)}$	65	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$S_{om,x}(t_0)$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$I_{om,x}(t_0)$	548232407	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t_0)}$	7.46	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t_0)}$	141	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t_0)}$	18	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t_0)}$	8.28	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t_0)}$	157	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t_0)}$	20	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$X_{c(t_\infty)}$	95	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x}(t_\infty)$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x}(t_\infty)$	1375759340	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t_\infty)}$	4.33	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t_\infty)}$	148	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t_\infty)}$	4.81	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t_\infty)}$	164	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	

VERIFICA DELLE FESSURE - circolare 2 febbraio 2009 n. 617			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	3.02	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	141	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$\eta_{(t0)}$	6.30	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo definita nella circolare 2 febbraio 2009 cap. C4.1.2.2.4.6	$h_{c,ef}$	78	mm
Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	78372	mm ²
Rapporto aree	ρ_{eff}	0.024	/
Carichi di breve durata  1	k_t	0.6	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\epsilon_{sm} \geq 0,6\sigma_s/E_s$	0.00040	/
Ricoprimento dell'armatura	c	40	mm
Spaziatura tra le armature	s	167	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	16	mm
Coeff. 1 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_1	0.8	/
Coeff. 2 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_2	0.5	/
Coeff. 3 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_3	3.4	/
Coeff. 4 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_4	0.425	/
Distanza massima tra le fessure	Δ_{smax}	249	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_d	0.100	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE AGGRESSIVO	$w_d \leq 0.2$ mm	VERIFICATO	

5.5 Pozzetto di ripartizione vasche di sedimentazione secondaria

Il pozzetto di ripartizione in progetto, ubicato subito a monte dei sedimentatori secondari esistenti, avrà la funzione di ripartire efficacemente le nuove portate di progetto secondo la nuova ed implementata funzionalità e capacità di trattamento dell'impianto di depurazione.

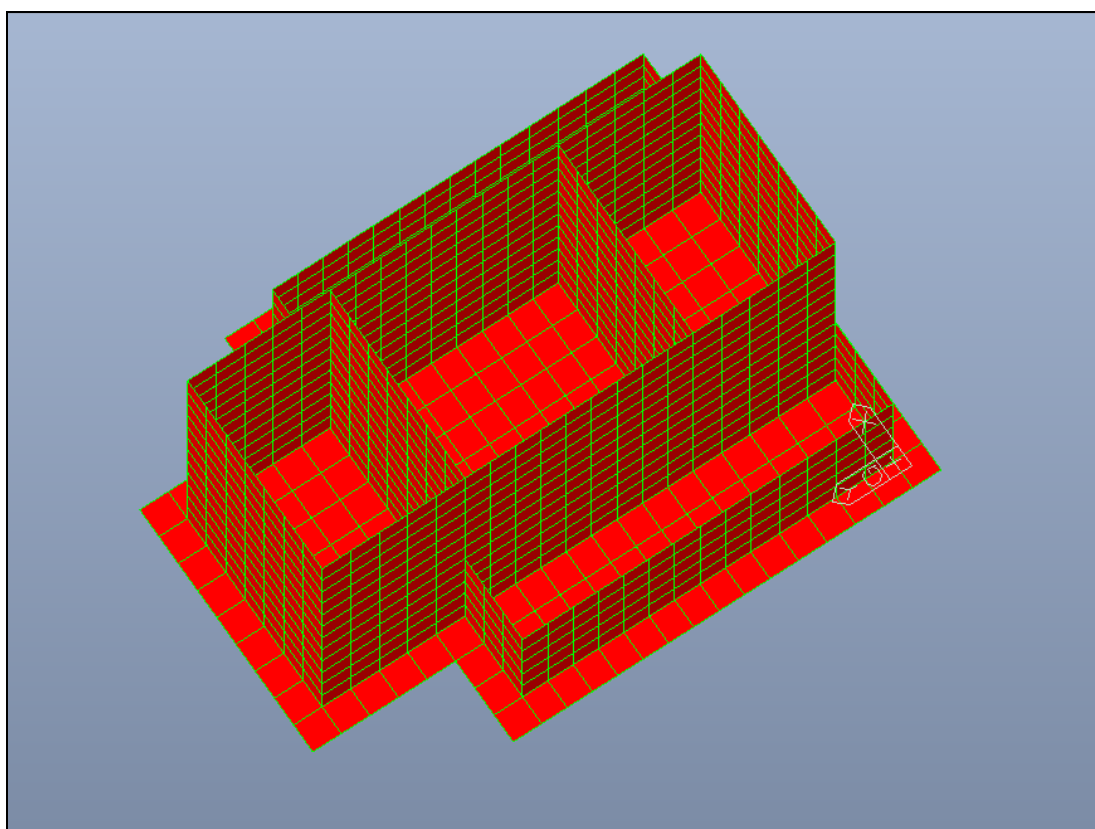
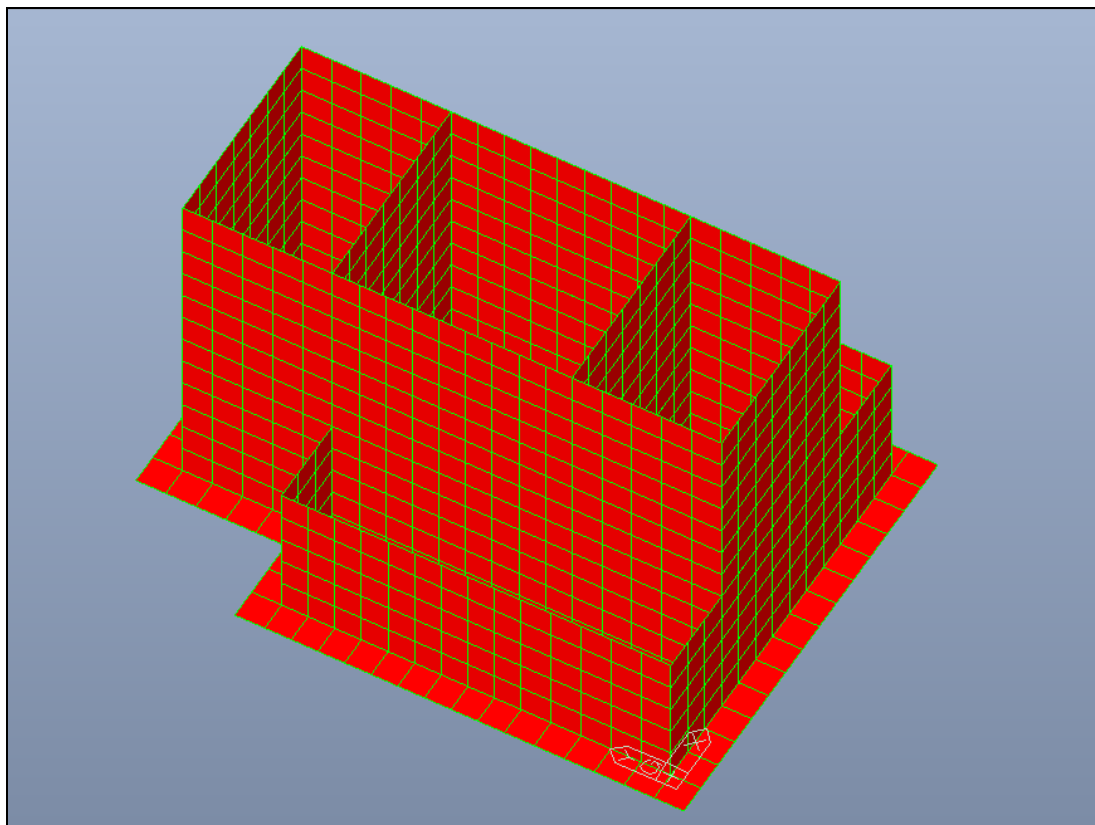
Il manufatto verrà realizzato in c.c.a. gettato in opera con fondazione avente spessore di 40 cm e pareti perimetrali e setti intermedi pari a 30 cm. All'interno del pozzetto troveranno alloggio n. 2 elettropompe sommerse aventi portata pari a 45 l/s e prevalenza di 10 m cadauna e n. 1 elettropompa sommersa di portata pari a 25 l/s e prevalenza di 9,0 m, oltre alle valvole per estrazione fanghi e alle saracinesche di regolazione, ripartizione e sezionamento delle portate reflue in ingresso ai sedimentatori.

Le verifiche sono state condotte sia per la condizione di manufatto vuoto, con l'applicazione dell'azione spingente del terreno a tergo dei muri in condizioni permeabili di falda e sismiche, che in condizioni di manufatto al massimo carico idrostatico di esercizio.

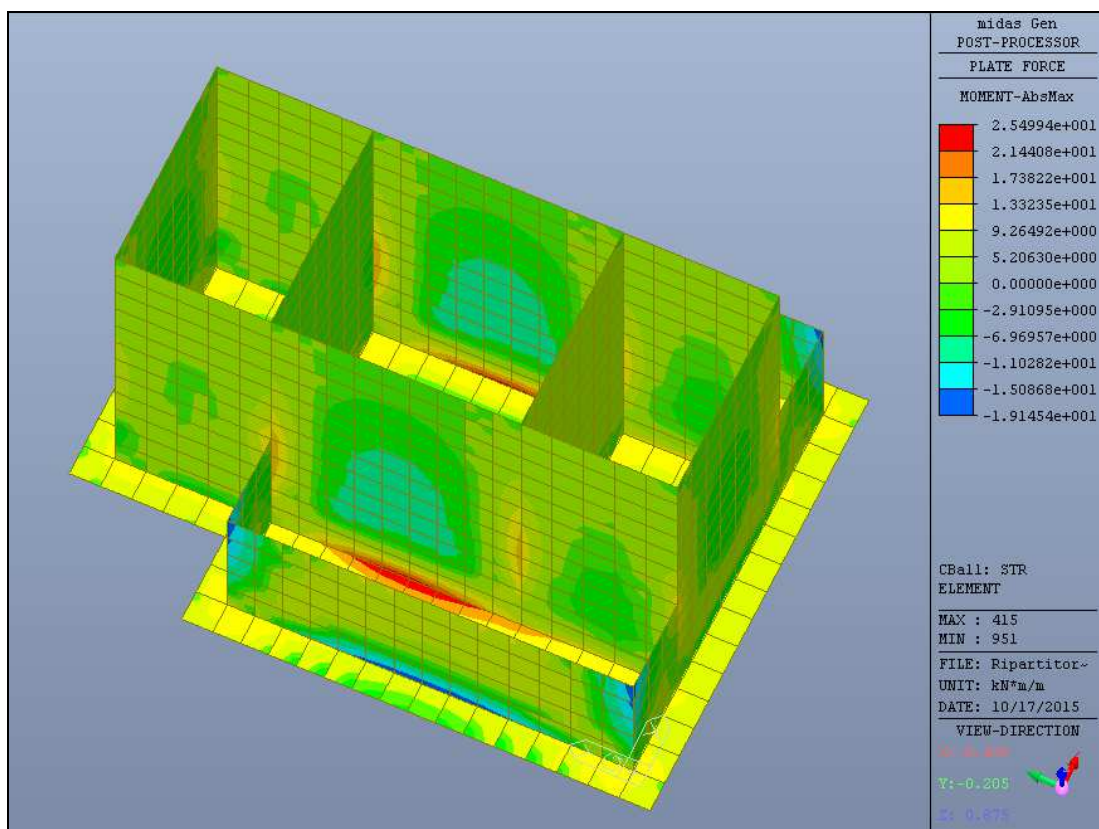
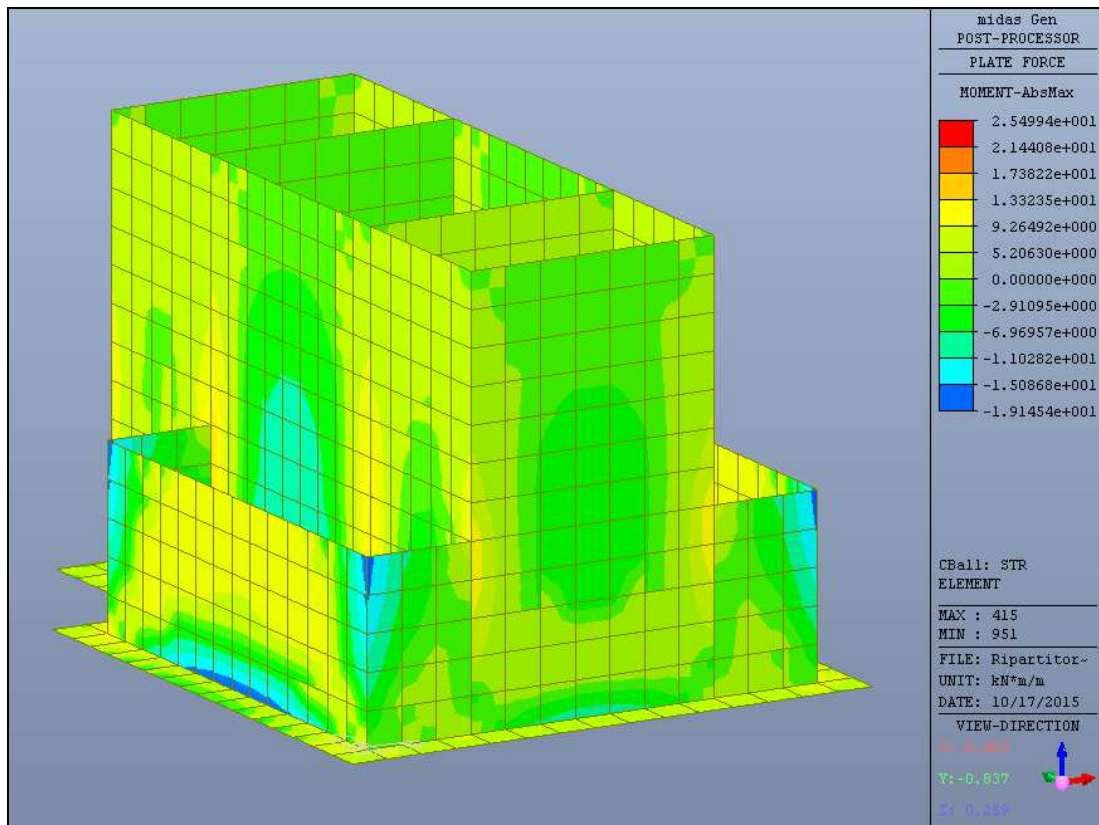
Per quanto riguarda la geometria di dettaglio e le sezioni strutturali dell'opera si rimanda agli specifici elaborati grafici di progetto (tavole ID8, ID19), mentre i materiali per uso strutturale e le azioni di calcolo fanno riferimento a quanto dettagliatamente riportato ai paragrafi 3.1, 3.2, 4.3, 4.4 e 4.5 della presente relazione.

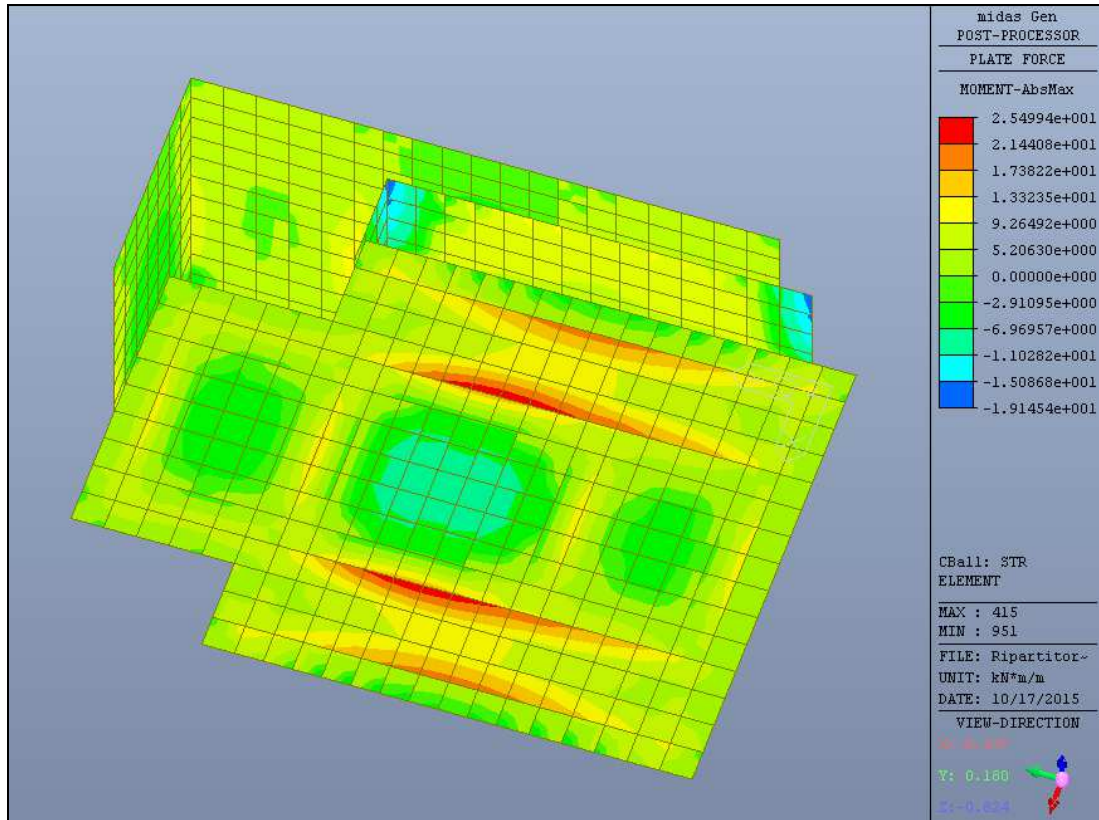
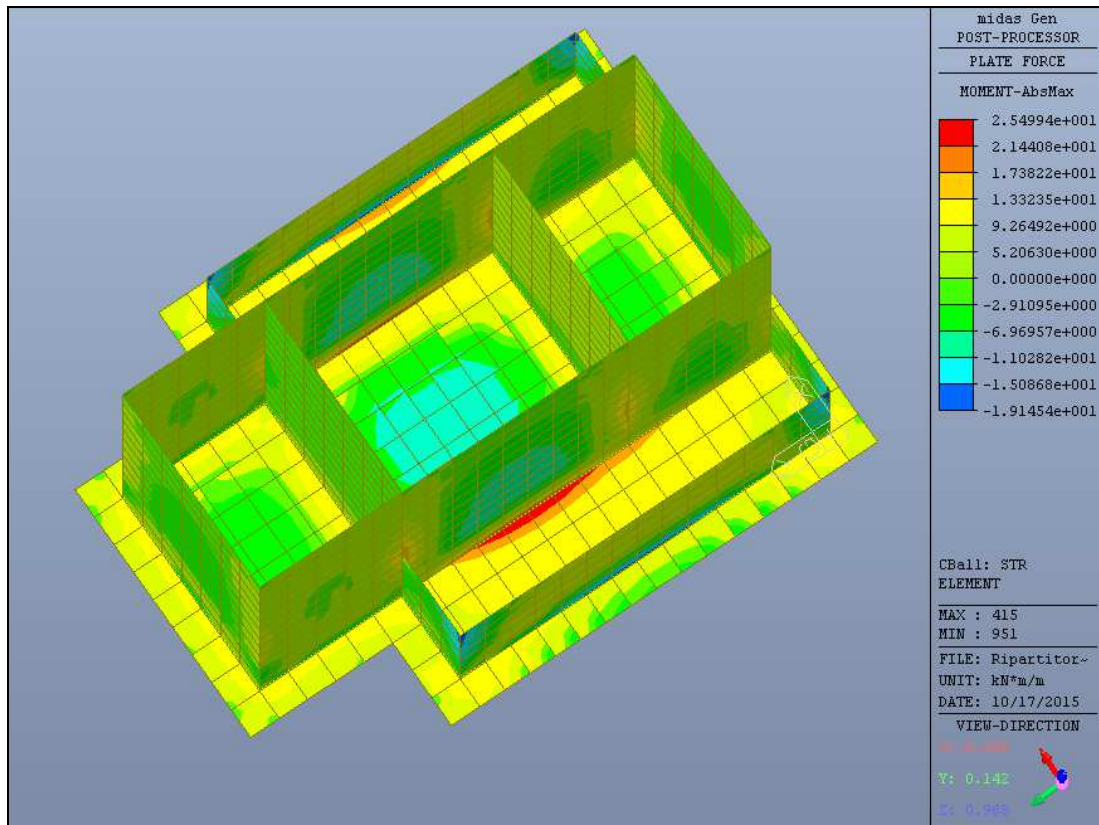
Vengono, quindi, nel seguito riportati il modello geometrico di calcolo e i principali risultati di calcolo (momento flettente, taglio e sforzo normale), con l'involuppo delle sollecitazioni di calcolo e le relative verifiche a stato limite ultimo e a stato limite di esercizio dai quali si evince come **tutte le verifiche strutturali possono ritenersi adeguatamente soddisfatte con valori di tensione nei materiali compatibili con l'uso previsto dell'opera e contenute entro il 40% di f_{ck} per il calcestruzzo ed entro l' 80% di f_{yk} per l'acciaio. Le verifiche a fessurazione risultano, altresì, soddisfatte nel rispetto dei limiti previsti da normativa per le condizioni di esercizio frequente e quasi permanente.**

MODELLO GEOMETRICO DI CALCOLO

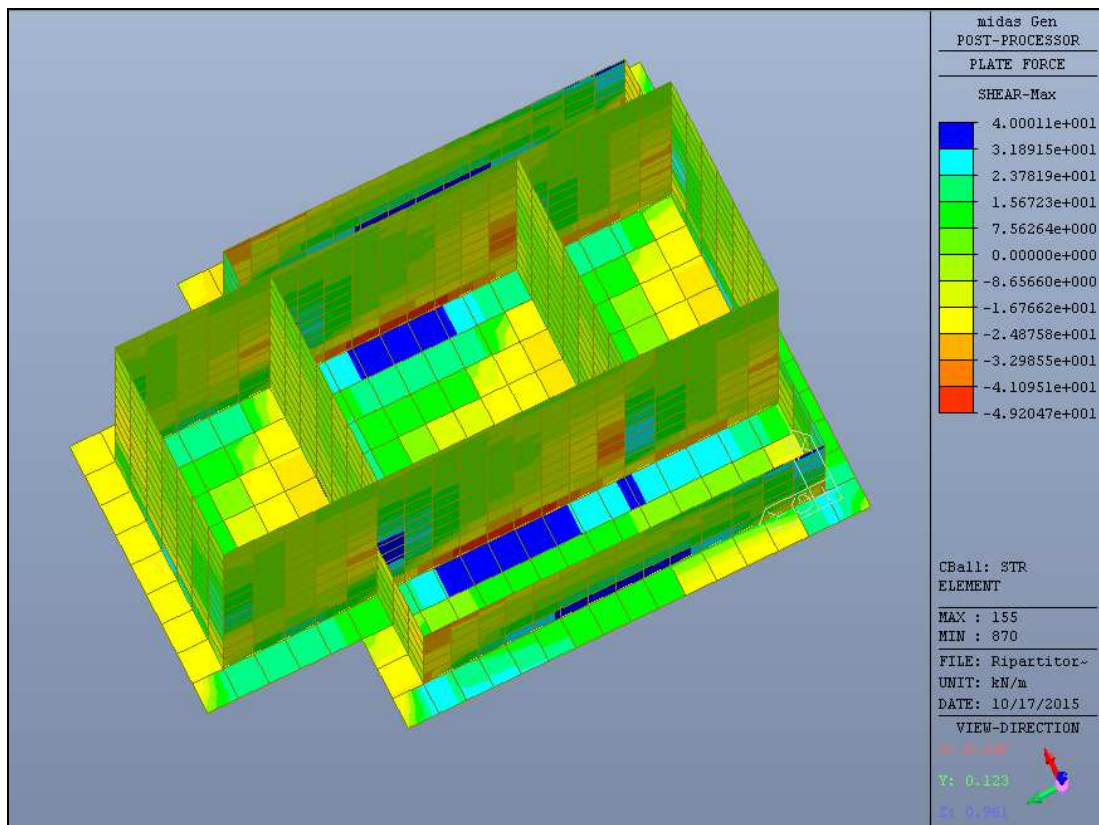
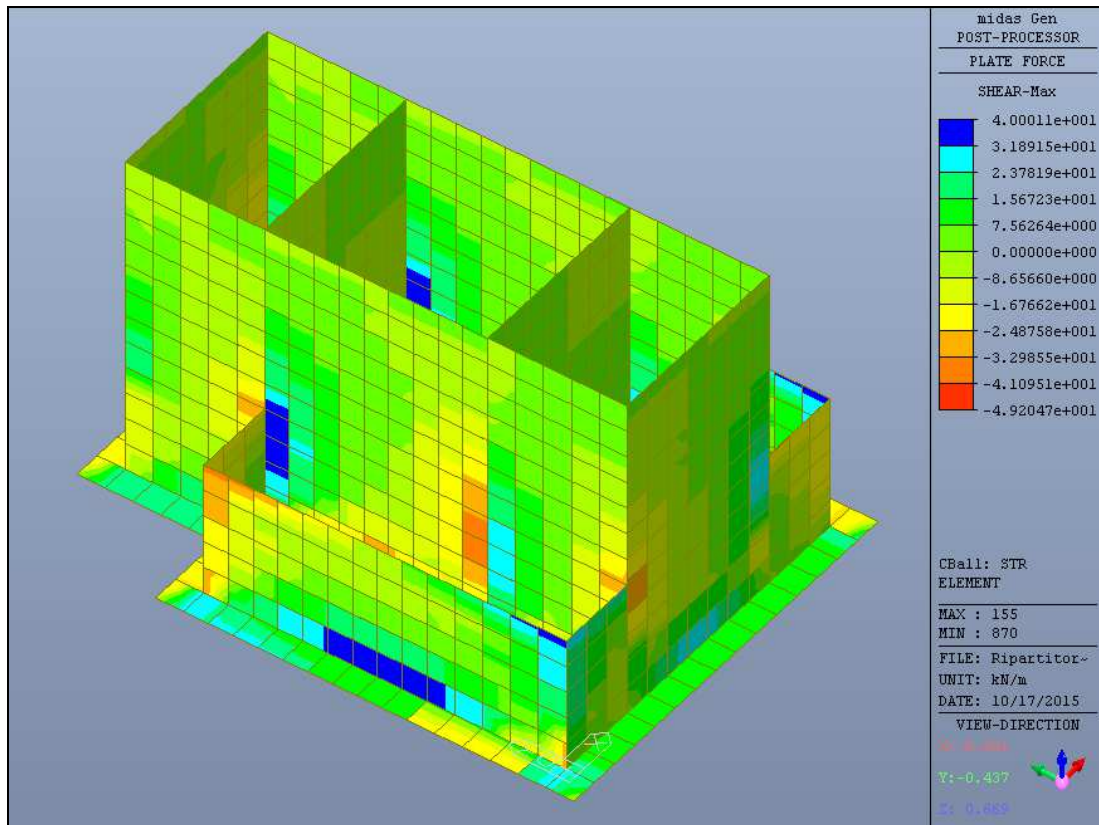


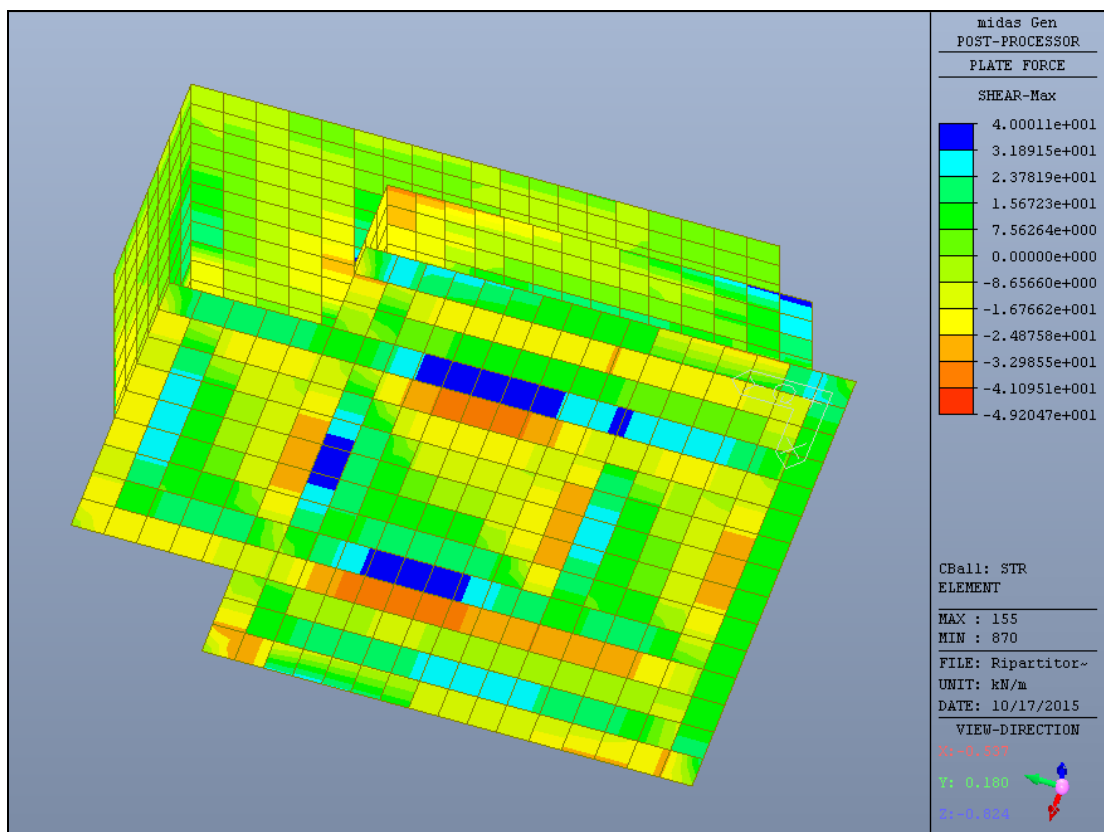
MOMENTO FLETTENTE



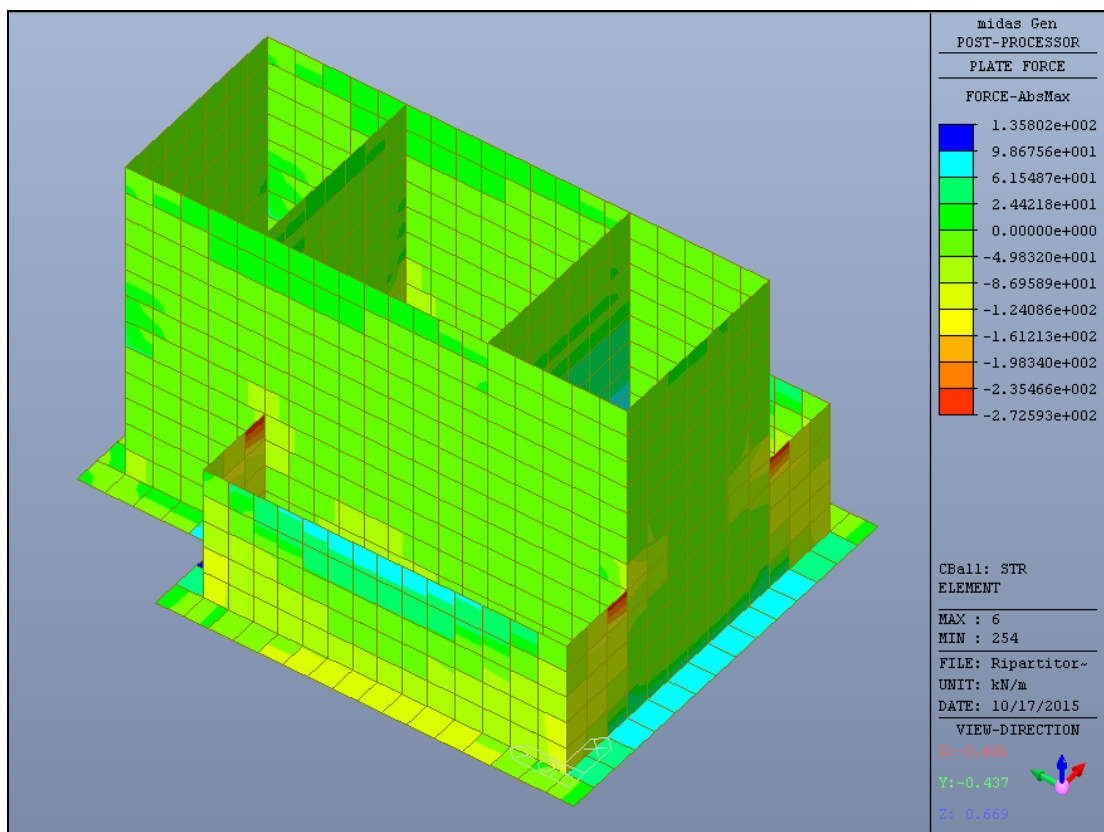


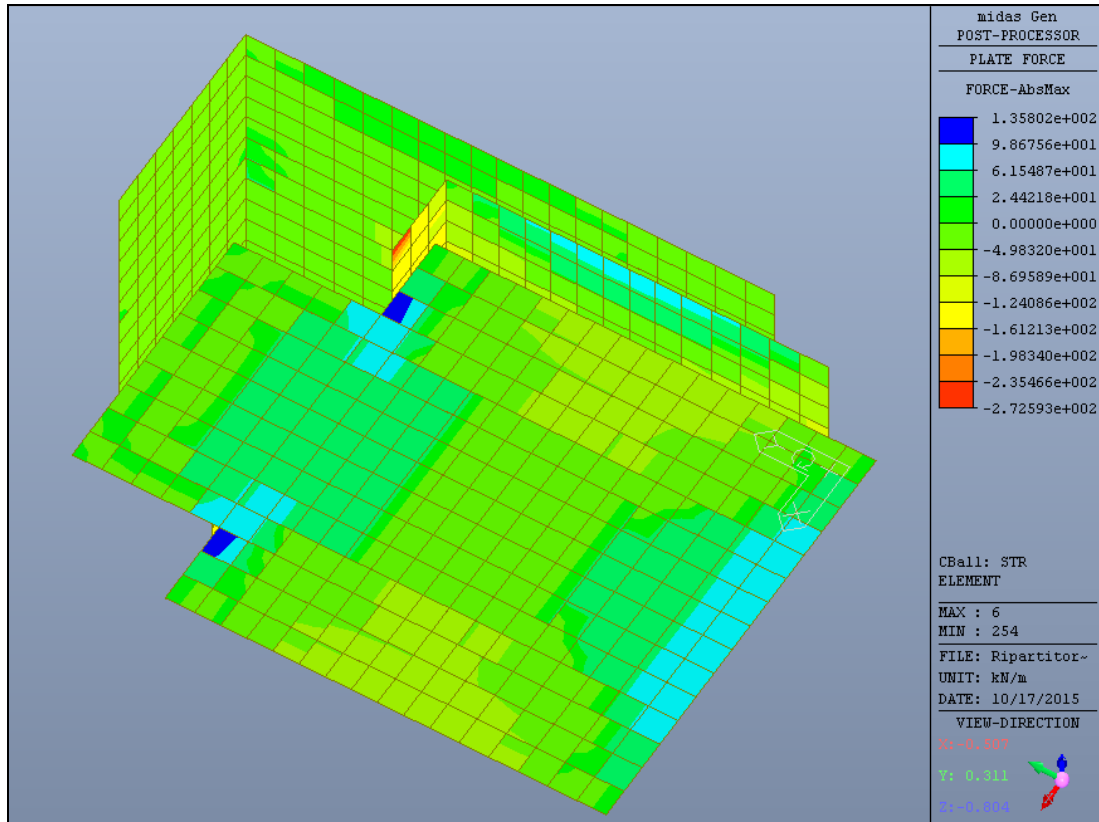
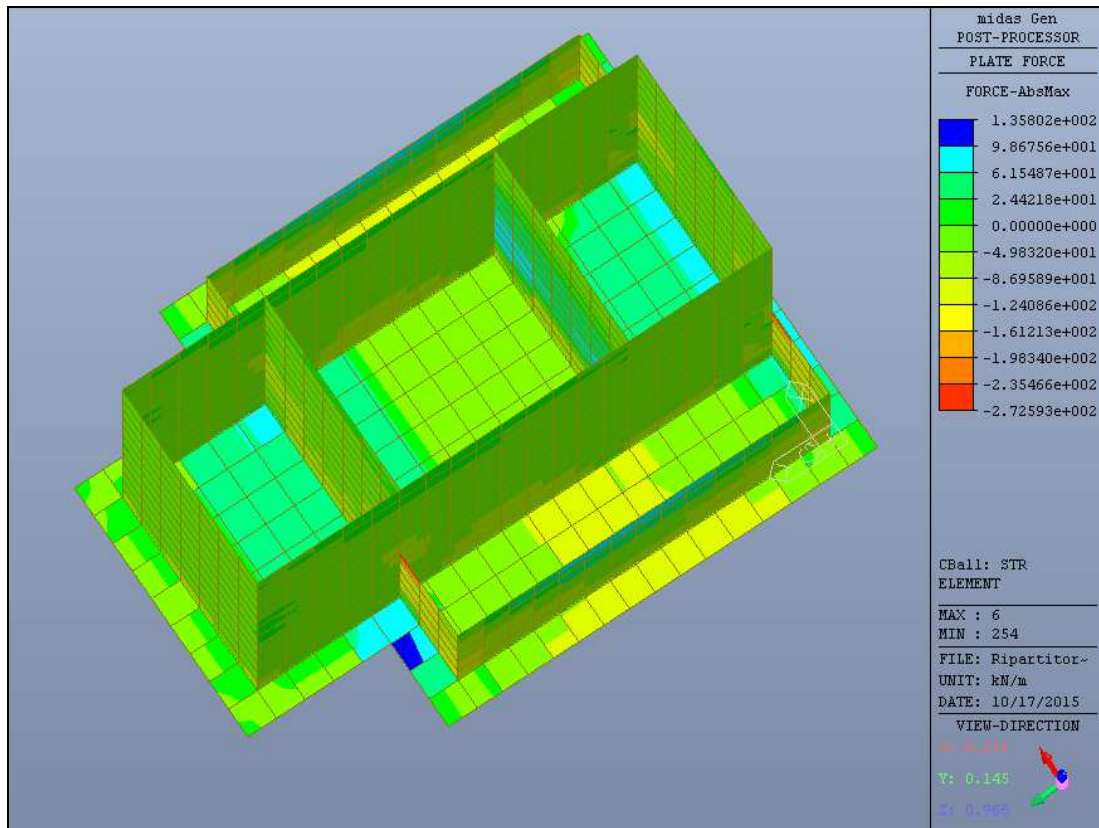
TAGLIO





SFORZO NORMALE





VERIFICHE STRUTTURALI PLATEA DI FONDAZIONE

DATI

Altezza sezione	h	0.4	m
Larghezza sezione	b	1.0	m
Classe di esposizione ambientale		XC4	/
Copriferro minimo	c_{min}	40	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0.04	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	40	mm
Altezza utile	d	0.36	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\epsilon_c = \epsilon_{cu}$	-0.0035	/
Coefficiente di riempimento (per $\epsilon_c = 3,5\%$)	β_1	0.810	/
Coefficiente di posizione (per $\epsilon_c = 3,5\%$)	β_2	0.416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	25.0	kNm
Taglio agente	V_{sd}	40.0	kN
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	18.0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	20.0	kNm

MATERIALI

Conglomerato cementizio a prestazione garantita conforme alla EN 206-1 e alla UNI EN 11104			
Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28 giorni	R_{ck}	40.0	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28 giorni	f_{ck}	32.0	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	f_{cm}	40.0	N/mm ²
Modulo elastico	E_{cm}	33346	N/mm ²
Modulo elastico di calcolo	E_{cd}	27788	N/mm ²
Coeff. di Poisson calcestruzzo non fessurato	ν	0.2	
Coeff. di Poisson calcestruzzo fessurato	ν	0	
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1.5	
Coefficiente per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18.1	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18133	kN/m ²
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	3.02	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione per flessione	f_{ctm}	3.63	N/mm ²
	$f_{ctk,0.05}$	2.12	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.41	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1411112	N/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	32.0	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	32000000	N/m ²
Acciaio B450C conforme alla UNI EN ISO 9001:2000 e UNI EN ISO 15630-1:			
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540000	kN/m ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450000	kN/m ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1.15	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391000	kN/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450000	kN/m ²

DIMENSIONAMENTO ARMATURE LONGITUDINALI

Risultante delle forze di compressione	C	69.9	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0.005	m
Momento resistente	M _{Rd}	25.0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0.0	/
Area minima da normativa	A _{min}	540	mm ²
Area minima richiesta	A _{s,req}	179	mm ²
Area di calcolo	A _{max}	540	mm ²
Diametro ferri disposti inferiormente - strato 1	Ø ₁	14	mm
n° di ferri disposti inferiormente - strato 1	n ₁	5	/
Diametro ferri disposti inferiormente - strato 2	Ø ₁	14	mm
n° di ferri disposti inferiormente - strato 2	n ₁	5	/
Area delle armature in zona tesa	A _s	1539	mm ²
Diametro ferri disposti superiormente - strato 1	Ø ₂	14	mm
n° di ferri disposti superiormente - strato 1	n ₁	5	/
Diametro ferri disposti superiormente - strato 2	Ø ₂	12	mm
n° di ferri disposti superiormente - strato 2	n ₁	5	/
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1335	mm ²
Scarto	(M _{Rd} - M _{sd}) ²	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A _s	1539	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1335	mm ²
Profondità dell'asse neutro	x	41	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε _c	-0.0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε _s	0.0276	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε' _s	-4.82E-05	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ _c	18.1	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura tesa	σ _s	391	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura compressa	σ' _s	-10	N/mm ²
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-588375	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	601898	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	-13523	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0.113	/
Momento resistente	M _{Rd}	206.6	kNm
Momento sollecitante	M _{sd}	25.0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	M _{Rd} > M _{sd}	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
	$\text{Cotg}\alpha$	0	radianti
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113.04	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Passo armatura al taglio	s	20	cm
Il valore di $\text{Cotg}\theta$ deve essere compreso tra: $1 \leq \text{Cotg}\theta \leq 2,5$ ($21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)	$\text{Cotg}\theta$	2.5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	1130	mm ²
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	1790	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	1013	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	-777	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	40.0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0.0013	/
Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di piastra)	A_{sw}/s	1300	mm ² /m
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113.04	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	6	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	2	/
Passo armatura al taglio	s	50	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	1130.4	mm ² /m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	15	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	5	/
Passo armatura al taglio	s	20	cm
Diametro armatura	Φ	12	mm
Area armatura	A	113	mm ²

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	400	mm
Larghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	360	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	40	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	400000	mm ²
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	33346	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm ²
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	18000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	20000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2008 cap. 11.2.10.6)	u	2800	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t_0)}$	6.30	/
Dimensione fittizia (NTC 2008 cap. 11.2.10.6)	h_0	286	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2008 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per $t_0 > 60$ giorni	$\phi(\infty, t_0)$	2.05	/
	$E_{c,eff}$	10928	N/mm ²
	n_{eff}	19.22	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1539	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1335	mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	14.4	N/mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	19.20	N/mm ²
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm ²

Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t_0)}$	72	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$S_{om,x(t_0)}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$I_{om,x(t_0)}$	935750281	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t_0)}$	1.38	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t_0)}$	35	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t_0)}$	4	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t_0)}$	1.53	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t_0)}$	39	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t_0)}$	4	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t_\infty)}$	108	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x(t_\infty)}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x(t_\infty)}$	2410942484	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t_\infty)}$	0.80	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t_\infty)}$	36	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t_\infty)}$	0.89	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t_\infty)}$	40	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	

VERIFICA DELLE FESSURE - circolare 2 febbraio 2009 n. 617			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	3.02	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	35	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6.30	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo definita nella circolare 2 febbraio 2009 cap. C4.1.2.2.4.6	$h_{c,ef}$	100	mm
Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	100000	mm ²
Rapporto aree	ρ_{eff}	0.015	/
Carichi di breve durata  1	k_t	0.6	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\epsilon_{sm} \geq 0,6\sigma_s/E_s$	0.00010	/
Ricoprimento dell'armatura	c	40	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	14	mm
Coeff. 1 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_1	0.8	/
Coeff. 2 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_2	0.5	/
Coeff. 3 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_3	3.4	/
Coeff. 4 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_4	0.425	/
Distanza massima tra le fessure	Δ_{smax}	291	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_d	0.029	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE AGGRESSIVO		$w_d \leq 0.2 \text{ mm}$	VERIFICATO

VERIFICHE STRUTTURALI PARETI PRINCIPALI

DATI

Altezza sezione	h	0.3	m
Larghezza sezione	b	1.0	m
Classe di esposizione ambientale		XC4	/
Copri ferro minimo	c_{min}	40	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0.04	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	40	mm
Altezza utile	d	0.26	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\epsilon_c = \epsilon_{cu}$	-0.0035	/
Coefficiente di riempimento (per $\epsilon_c = 3,5\%$)	β_1	0.810	/
Coefficiente di posizione (per $\epsilon_c = 3,5\%$)	β_2	0.416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	25.0	kNm
Taglio agente	V_{sd}	50.0	kN
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	18.0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	20.0	kNm

MATERIALI

Conglomerato cementizio a prestazione garantita conforme alla EN 206-1 e alla UNI EN 11104			
Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28 giorni	R_{ck}	40.0	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28 giorni	f_{ck}	32.0	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	f_{cm}	40.0	N/mm ²
Modulo elastico	E_{cm}	33346	N/mm ²
Modulo elastico di calcolo	E_{cd}	27788	N/mm ²
Coeff. di Poisson calcestruzzo non fessurato	ν	0.2	
Coeff. di Poisson calcestruzzo fessurato	ν	0	
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1.5	
Coefficiente per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18.1	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18133	kN/m ²
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	3.02	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione per flessione	f_{ctm}	3.63	N/mm ²
	$f_{ctk,0.05}$	2.12	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.41	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1411112	N/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	32.0	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	32000000	N/m ²
Acciaio B450C conforme alla UNI EN ISO 9001:2000 e UNI EN ISO 15630-1:			
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540000	kN/m ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450000	kN/m ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1.15	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391000	kN/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450000	kN/m ²

DIMENSIONAMENTO ARMATURE LONGITUDINALI

Risultante delle forze di compressione	C	97.2	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0.007	m
Momento resistente	M _{Rd}	25.0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0.0	/
Area minima da normativa	A _{min}	390	mm ²
Area minima richiesta	A _{s,req}	248	mm ²
Area di calcolo	A _{max}	390	mm ²
Diametro ferri disposti inferiormente - strato 1	Ø ₁	14	mm
n° di ferri disposti inferiormente - strato 1	n ₁	5	/
Diametro ferri disposti inferiormente - strato 2	Ø ₁	12	mm
n° di ferri disposti inferiormente - strato 2	n ₁	5	/
Area delle armature in zona tesa	A _s	1335	mm ²
Diametro ferri disposti superiormente - strato 1	Ø ₂	14	mm
n° di ferri disposti superiormente - strato 1	n ₁	5	/
Diametro ferri disposti superiormente - strato 2	Ø ₂	12	mm
n° di ferri disposti superiormente - strato 2	n ₁	5	/
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1335	mm ²
Scarto	(M _{Rd} - M _{sd}) ²	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A _s	1335	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1335	mm ²
Profondità dell'asse neutro	x	39	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε _c	-0.0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε _s	0.0201	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε' _s	0.0001323	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ _c	18.1	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura tesa	σ _s	391	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura compressa	σ' _s	28	N/mm ²
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-559138	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	522054	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	37084	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0.148	/
Momento resistente	M _{Rd}	128.6	kNm
Momento sollecitante	M _{sd}	25.0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	M _{Rd} > M _{sd}	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
	$\text{Cotg}\alpha$	0	radianti
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113.04	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Passo armatura al taglio	s	20	cm
Il valore di $\text{Cotg}\theta$ deve essere compreso tra: $1 \leq \text{Cotg}\theta \leq 2,5$ ($21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)	$\text{Cotg}\theta$	2.5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	1130	mm ²
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	1293	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	732	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	-561	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	50.0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0.0013	/
Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di piastra)	A_{sw}/s	1300	mm ² /m
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113.04	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	6	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	2	/
Passo armatura al taglio	s	50	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	1130.4	mm ² /m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	15	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	5	/
Passo armatura al taglio	s	20	cm
Diametro armatura	Φ	12	mm
Area armatura	A	113	mm ²

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	300	mm
Larghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	260	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	40	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	300000	mm ²
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	33346	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm ²
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	18000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	20000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2008 cap. 11.2.10.6)	u	2600	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$\eta_{(t_0)}$	6.30	/
Dimensione fittizia (NTC 2008 cap. 11.2.10.6)	h_0	231	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2008 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per $t_0 > 60$ giorni	$\varphi(\infty, t_0)$	2.10	/
	$E_{c,eff}$	10773	N/mm ²
	η_{eff}	19.49	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1335	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1335	mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	14.4	N/mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	19.20	N/mm ²
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm ²

Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t_0)}$	56	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$S_{om,x}(t_0)$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$I_{om,x}(t_0)$	410260389	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t_0)}$	2.48	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t_0)}$	56	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t_0)}$	5	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t_0)}$	2.75	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t_0)}$	62	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t_0)}$	5	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t_\infty)}$	84	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x}(t_\infty)$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x}(t_\infty)$	1051590959	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t_\infty)}$	1.43	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t_\infty)}$	59	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t_\infty)}$	1.59	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t_\infty)}$	65	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	

VERIFICA DELLE FESSURE - circolare 2 febbraio 2009 n. 617			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	3.02	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	56	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$\eta_{(t0)}$	6.30	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo definita nella circolare 2 febbraio 2009 cap. C4.1.2.2.4.6	$h_{c,ef}$	81	mm
Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	81175	mm ²
Rapporto aree	ρ_{eff}	0.016	/
Carichi di breve durata  1	k_t	0.6	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\epsilon_{sm} \geq 0,6\sigma_s/E_s$	0.00016	/
Ricoprimento dell'armatura	c	40	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	14	mm
Coeff. 1 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_1	0.8	/
Coeff. 2 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_2	0.5	/
Coeff. 3 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_3	3.4	/
Coeff. 4 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_4	0.425	/
Distanza massima tra le fessure	Δ_{smax}	281	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_d	0.045	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE AGGRESSIVO	$w_d \leq 0.2$ mm	VERIFICATO	

5.6 Vasca di addensamento fanghi

La vasca di addensamento fanghi in progetto andrà ad integrare aggiuntivamente il comparto dei trattamenti secondari in modo tale da adeguare l'impianto di depurazione alle vigenti disposizioni normative in materia di trattamento delle acque reflue. Essa sarà realizzata in c.c.a. gettato in opera, con pianta circolare di diametro netto interno pari a 5,0 m e altezza netta variabile da 3,20 m a 4,30 m. Fondazione e pareti avranno spessore di 30 cm.

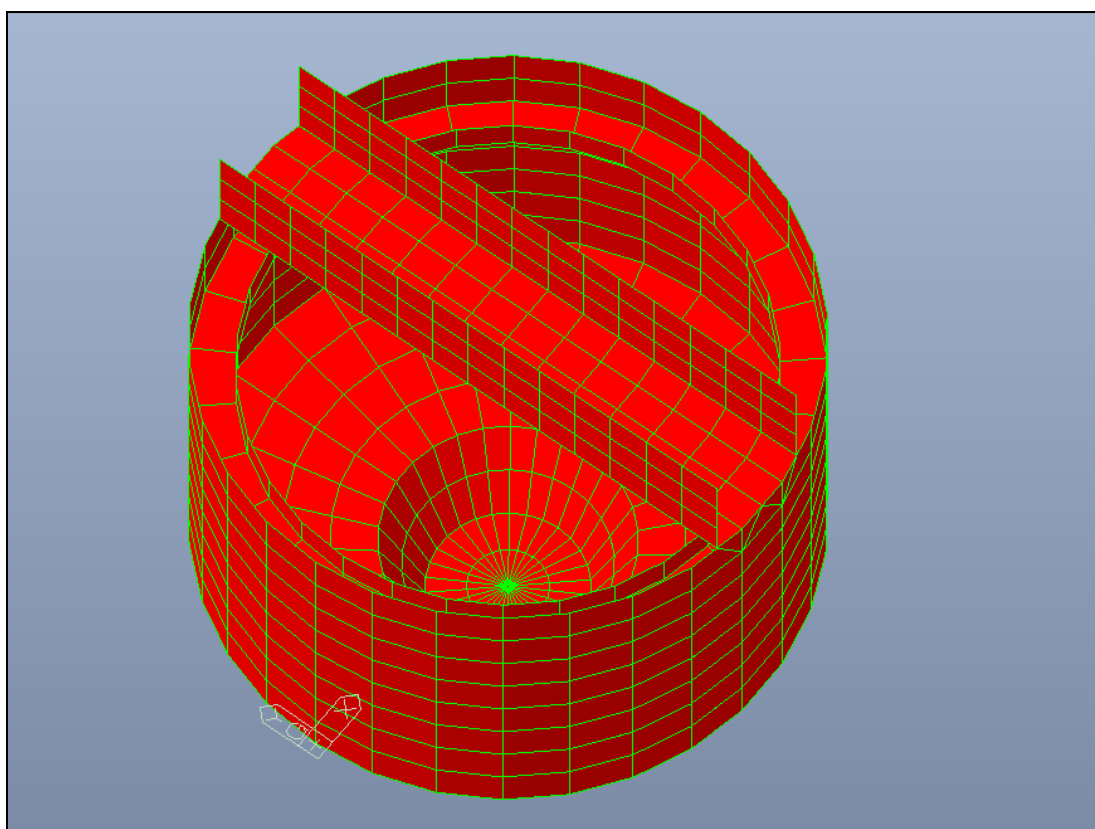
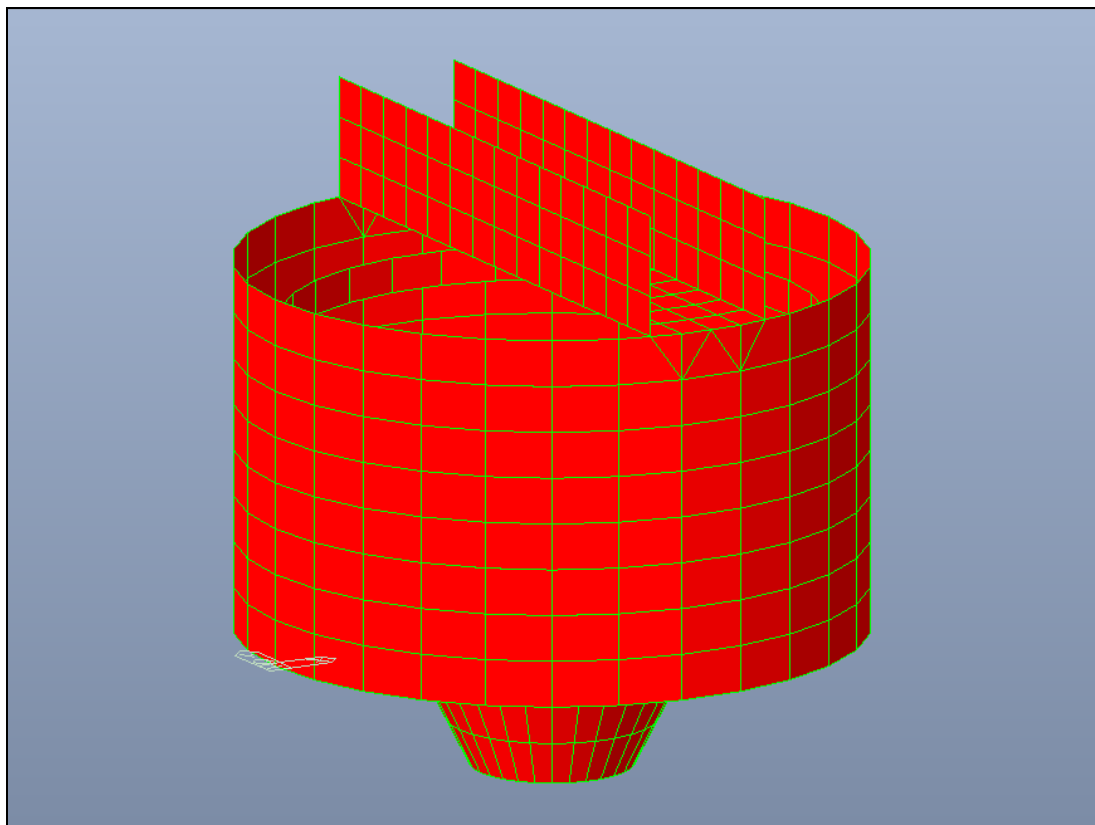
La vasca sarà dotata di passerella superiore con sezione a "U", sulla quale verrà inserito l'agitatore a trazione centrale di progetto.

Le verifiche sono state condotte sia per la condizione di vasca vuota, con l'applicazione dell'azione spingente del terreno a tergo dei muri in condizioni permeabili di falda e sismiche, che in condizioni di vasca al massimo carico idrostatico di esercizio.

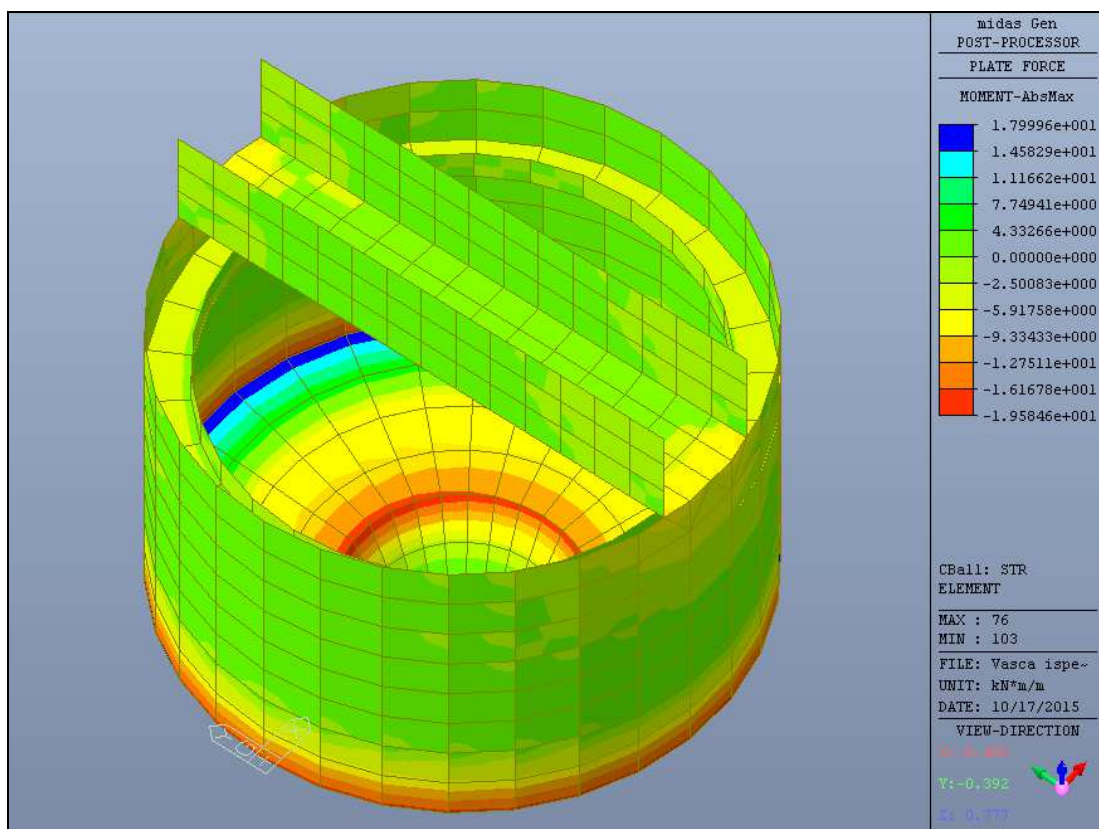
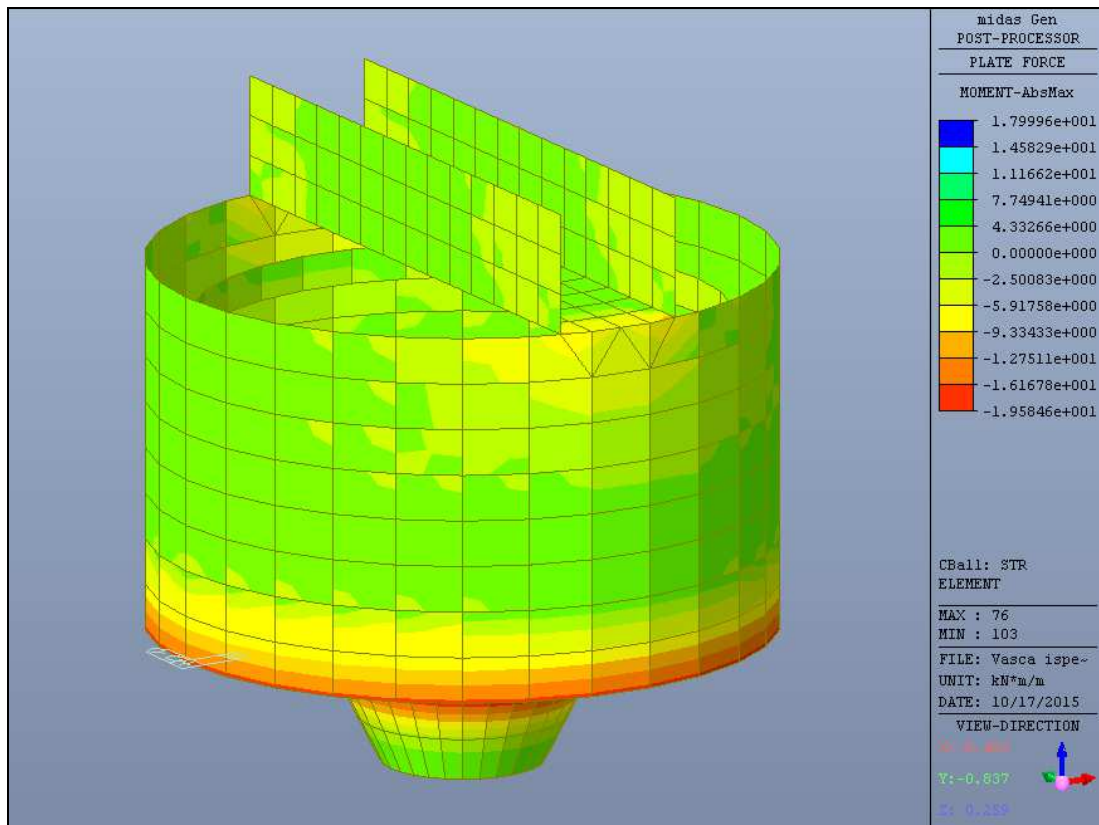
Per quanto riguarda la geometria di dettaglio e le sezioni strutturali dell'opera si rimanda agli specifici elaborati grafici di progetto (tavole ID10, ID20), mentre i materiali per uso strutturale e le azioni di calcolo fanno riferimento a quanto dettagliatamente riportato ai *paragrafi 3.1, 3.2, 4.3, 4.4 e 4.5* della presente relazione.

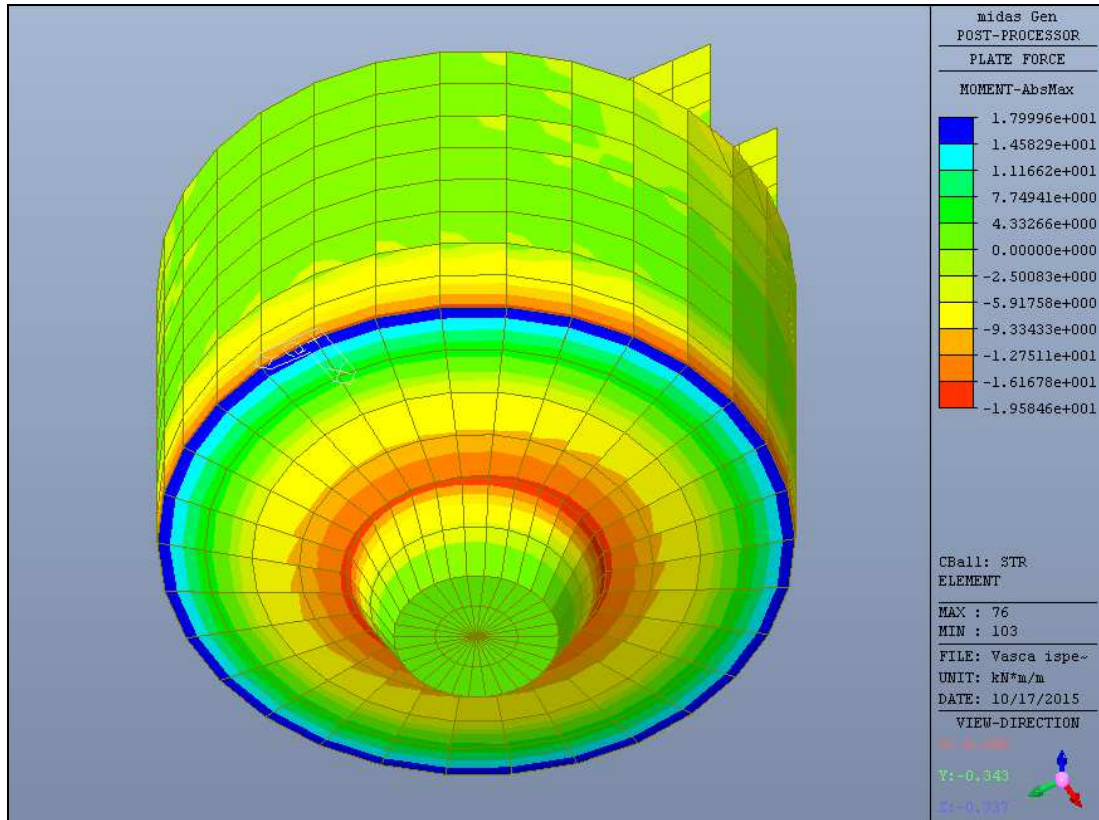
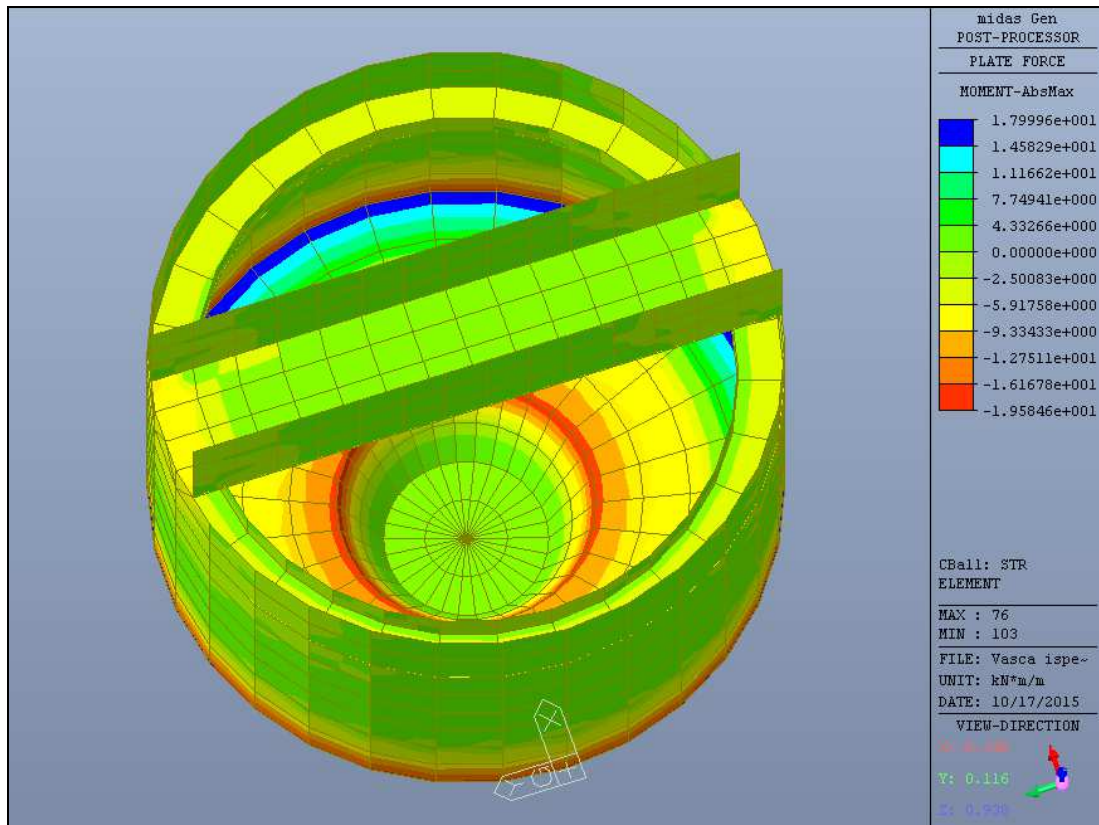
Vengono, quindi, nel seguito riportati il modello geometrico di calcolo e i principali risultati di calcolo (momento flettente, taglio e sforzo normale), con l'involuppo delle sollecitazioni di calcolo e le relative verifiche a stato limite ultimo e a stato limite di esercizio dai quali si evince come **tutte le verifiche strutturali possono ritenersi adeguatamente soddisfatte con valori di tensione nei materiali compatibili con l'uso previsto dell'opera e contenute entro il 40% di f_{ck} per il calcestruzzo ed entro l' 80% di f_{yk} per l'acciaio. Le verifiche a fessurazione risultano, altresì, soddisfatte nel rispetto dei limiti previsti da normativa per le condizioni di esercizio frequente e quasi permanente.**

MODELLO GEOMETRICO DI CALCOLO

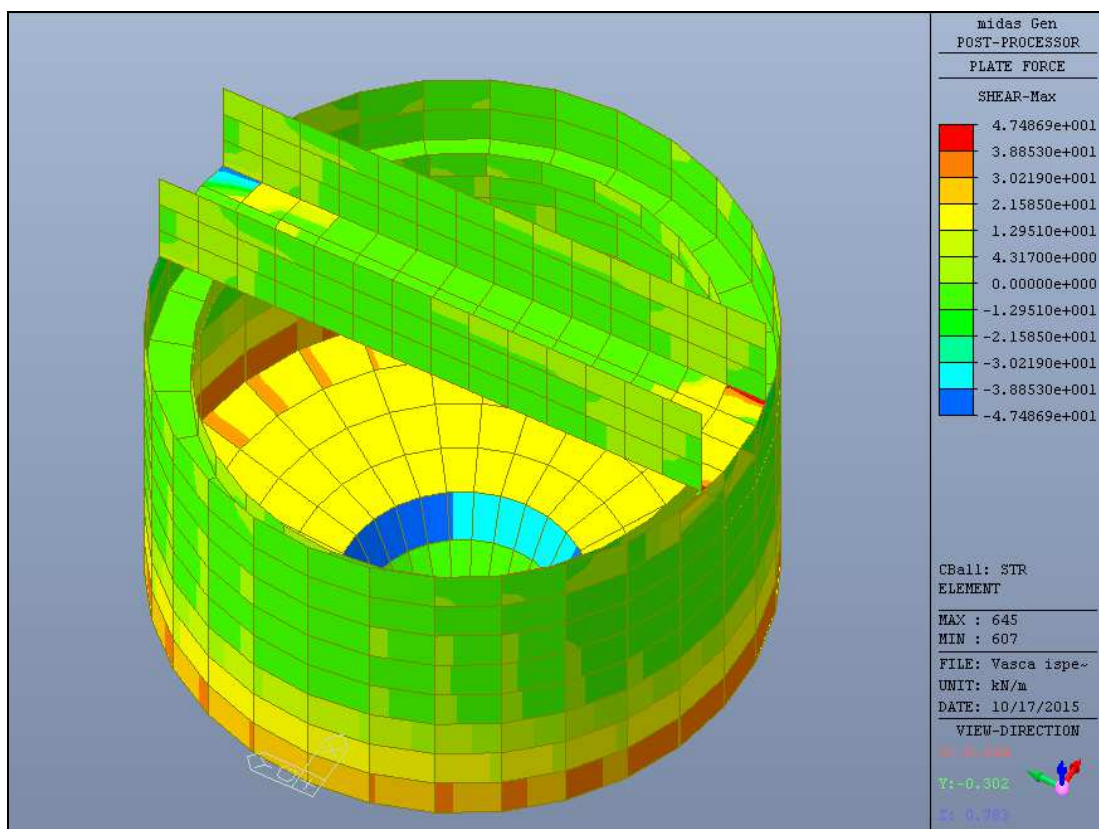
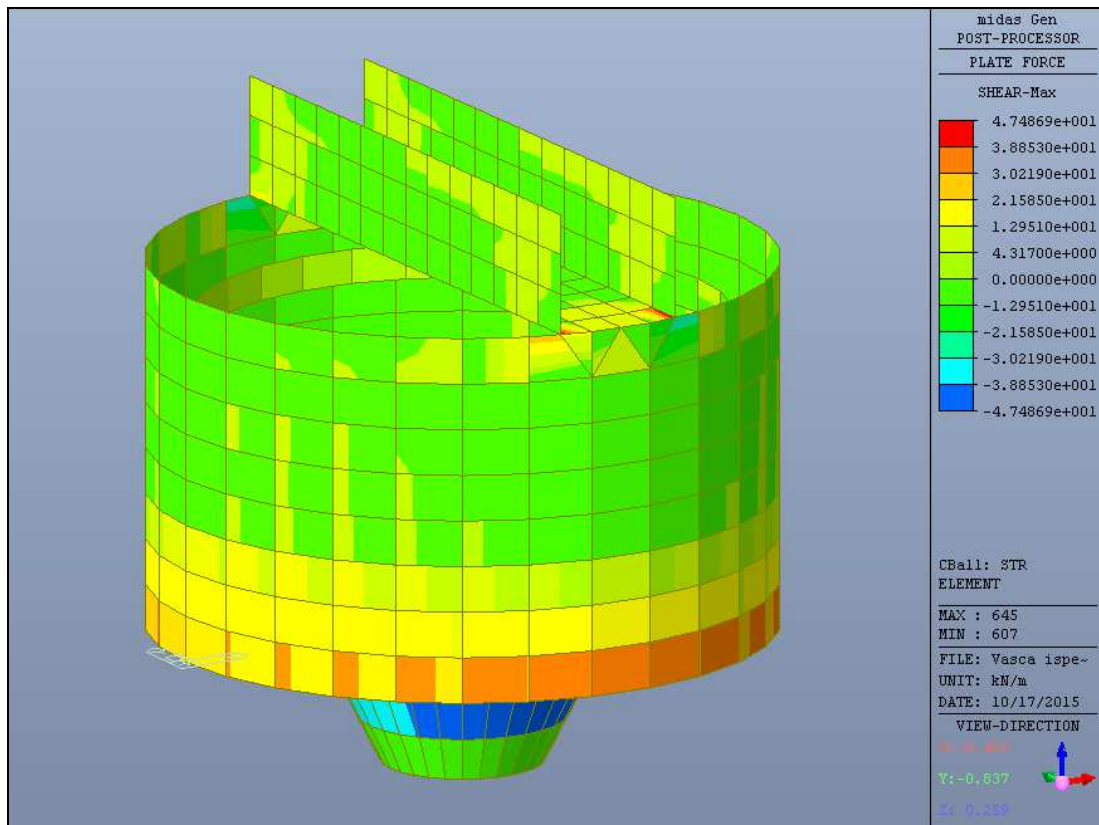


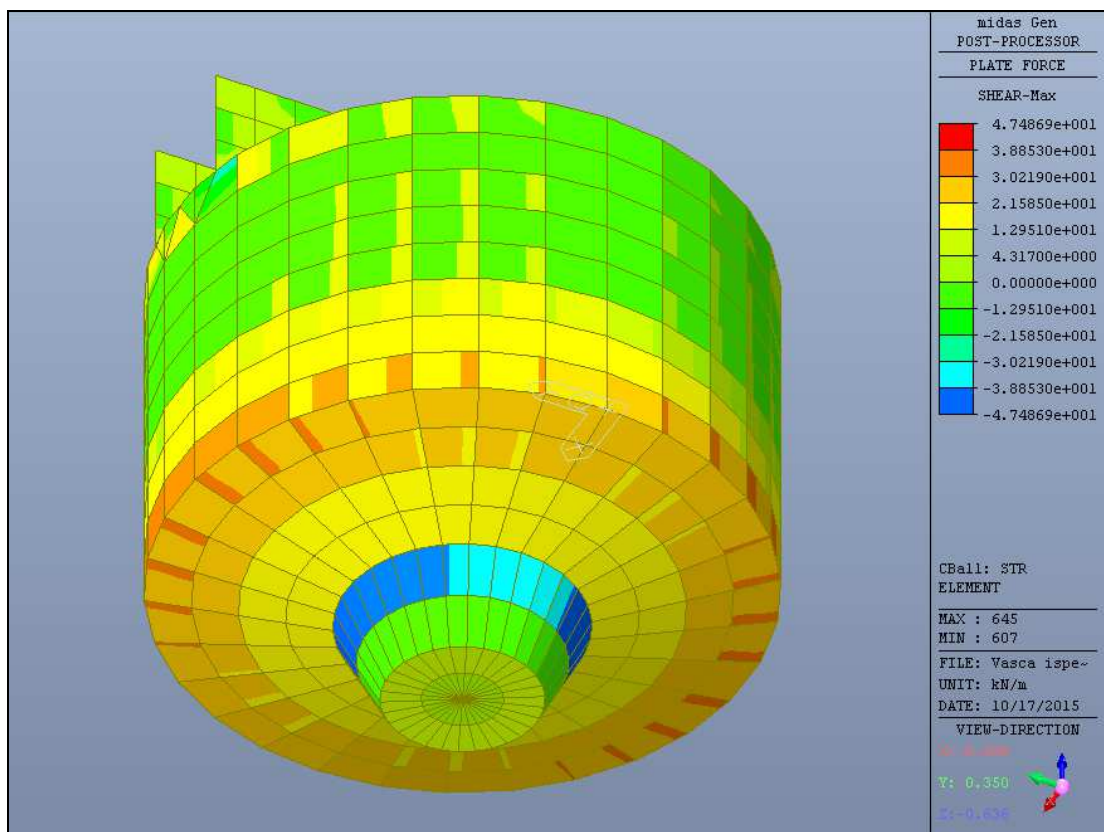
MOMENTO FLETTENTE



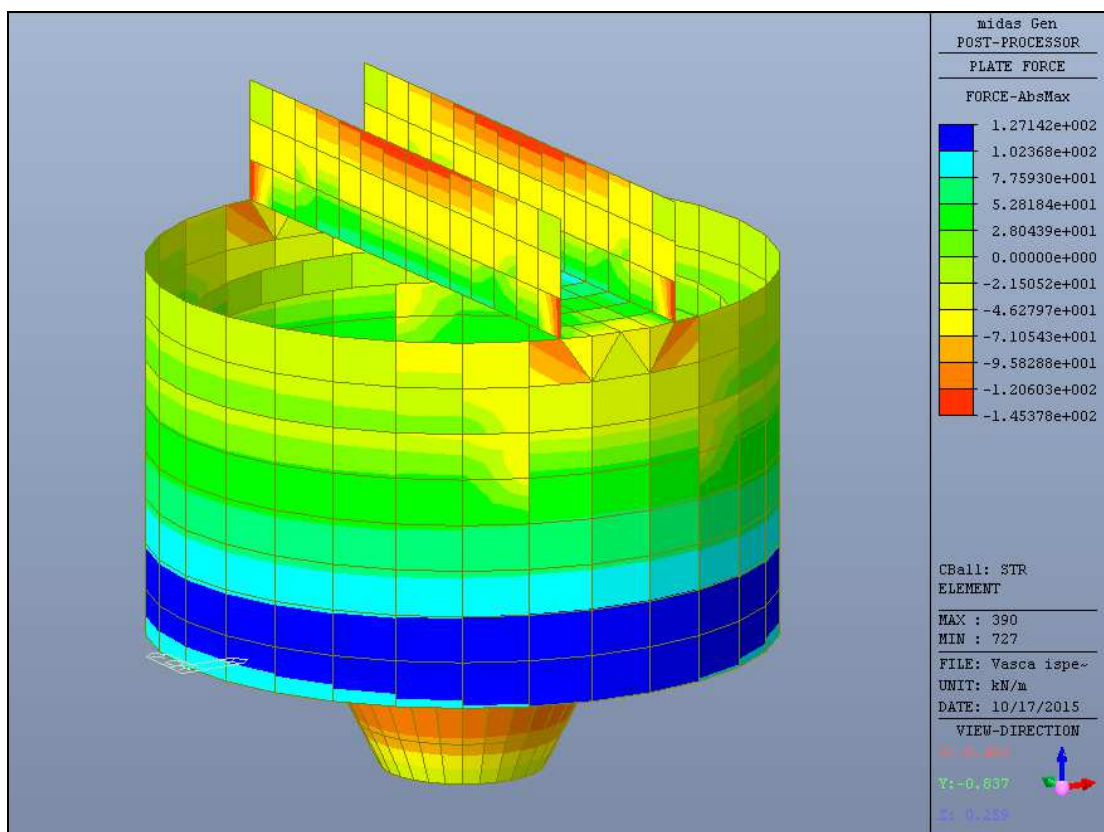


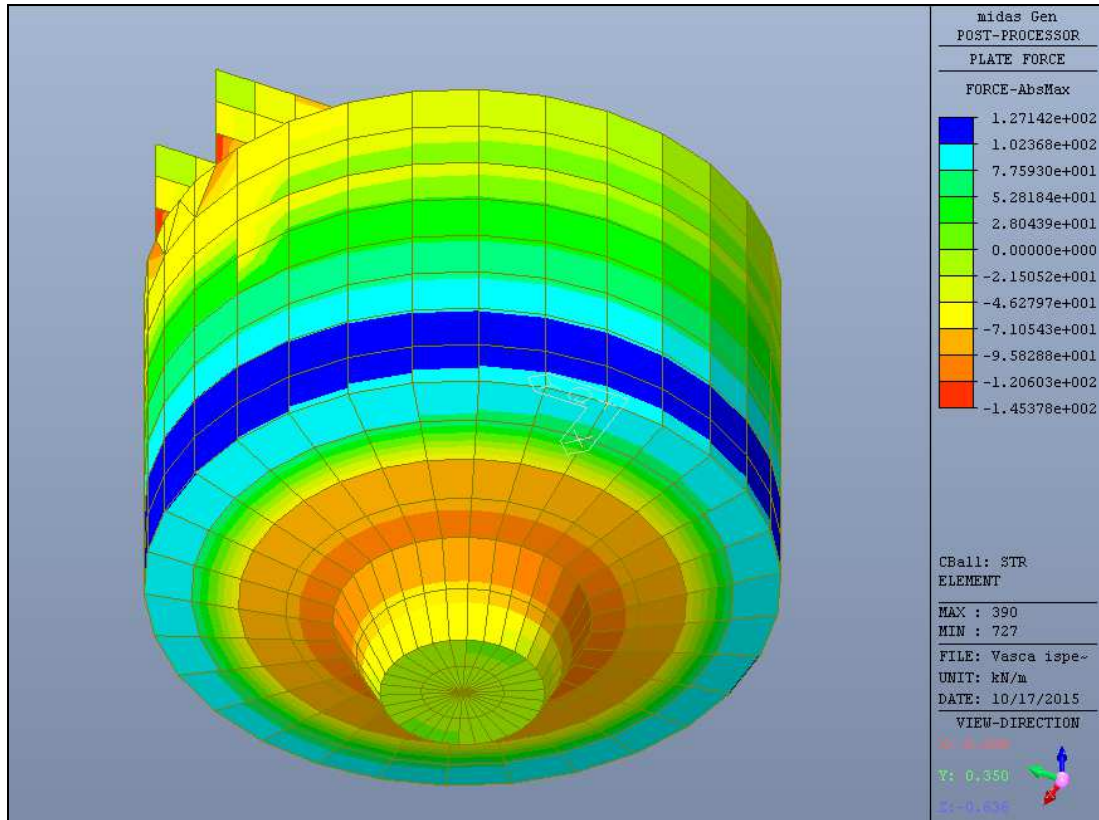
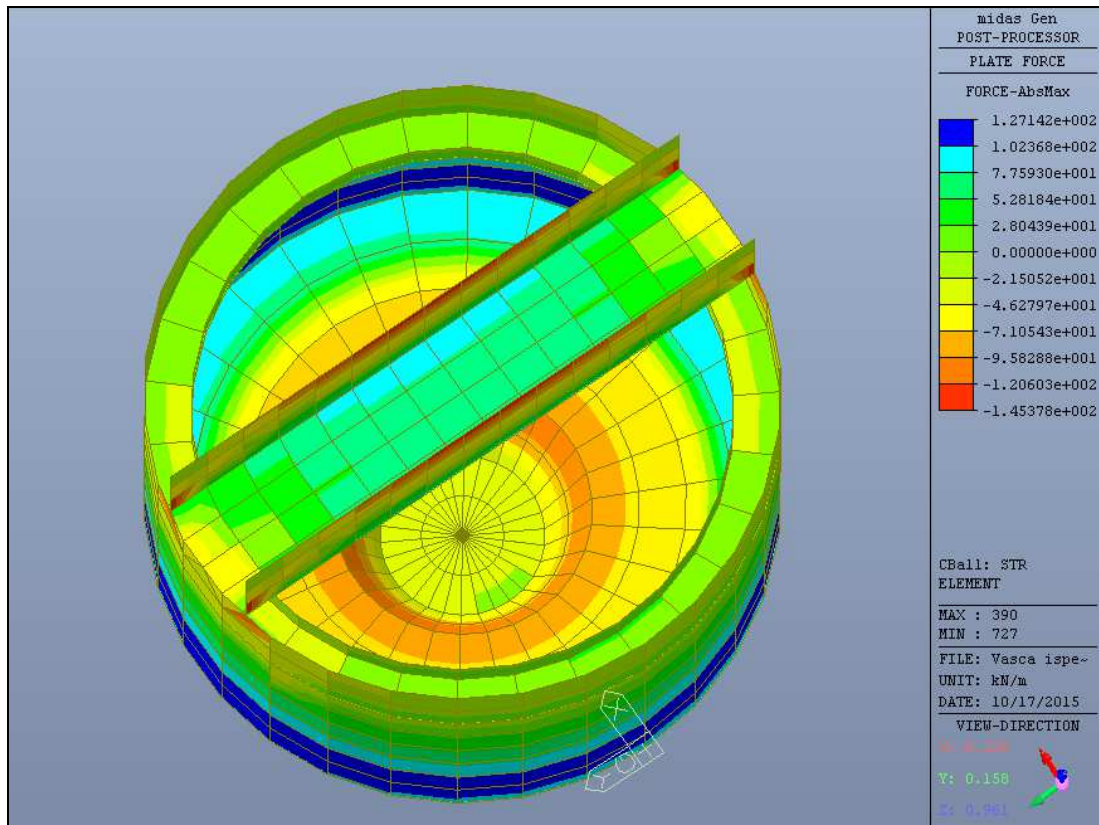
TAGLIO





SFORZO NORMALE





VERIFICHE STRUTTURALI PLATEA DI FONDAZIONE

DATI

Altezza sezione	h	0.3	m
Larghezza sezione	b	1.0	m
Classe di esposizione ambientale		XC4	/
Copriferro minimo	c_{min}	40	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0.04	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	40	mm
Altezza utile	d	0.26	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\epsilon_c = \epsilon_{cu}$	-0.0035	/
Coefficiente di riempimento (per $\epsilon_c = 3,5\%$)	β_1	0.810	/
Coefficiente di posizione (per $\epsilon_c = 3,5\%$)	β_2	0.416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	20.0	kNm
Taglio agente	V_{sd}	30.0	kN
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	14.0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	15.0	kNm

MATERIALI

Conglomerato cementizio a prestazione garantita conforme alla EN 206-1 e alla UNI EN 11104			
Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28 giorni	R_{ck}	40.0	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28 giorni	f_{ck}	32.0	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	f_{cm}	40.0	N/mm ²
Modulo elastico	E_{cm}	33346	N/mm ²
Modulo elastico di calcolo	E_{cd}	27788	N/mm ²
Coeff. di Poisson calcestruzzo non fessurato	ν	0.2	
Coeff. di Poisson calcestruzzo fessurato	ν	0	
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1.5	
Coefficiente per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18.1	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18133	kN/m ²
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	3.02	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione per flessione	f_{ctm}	3.63	N/mm ²
	$f_{ctk,0.05}$	2.12	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.41	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1411112	N/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	32.0	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	32000000	N/m ²
Acciaio B450C conforme alla UNI EN ISO 9001:2000 e UNI EN ISO 15630-1:			
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540000	kN/m ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450000	kN/m ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1.15	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391000	kN/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450000	kN/m ²

DIMENSIONAMENTO ARMATURE LONGITUDINALI

Risultante delle forze di compressione	C	77.6	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0.005	m
Momento resistente	M _{Rd}	20.0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0.0	/
Area minima da normativa	A _{min}	390	mm ²
Area minima richiesta	A _{s,req}	198	mm ²
Area di calcolo	A _{max}	390	mm ²
Diametro ferri disposti inferiormente - strato 1	Ø ₁	14	mm
n° di ferri disposti inferiormente - strato 1	n ₁	5	/
Diametro ferri disposti inferiormente - strato 2	Ø ₁	12	mm
n° di ferri disposti inferiormente - strato 2	n ₁	0	/
Area delle armature in zona tesa	A _s	770	mm ²
Diametro ferri disposti superiormente - strato 1	Ø ₂	14	mm
n° di ferri disposti superiormente - strato 1	n ₁	5	/
Diametro ferri disposti superiormente - strato 2	Ø ₂	12	mm
n° di ferri disposti superiormente - strato 2	n ₁	0	/
Area delle armature in zona compressa	A' _s	770	mm ²
Scarto	(M _{Rd} - M _{sd}) ²	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A _s	770	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A' _s	770	mm ²
Profondità dell'asse neutro	x	31	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε _c	-0.0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε _s	0.0255	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε' _s	0.0009571	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ _c	18.1	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura tesa	σ _s	391	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura compressa	σ' _s	201	N/mm ²
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-455658	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	300949	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	154709	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0.121	/
Momento resistente	M _{Rd}	78.7	kNm
Momento sollecitante	M _{sd}	20.0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	M _{Rd} > M _{sd}	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
	$\text{Cotg}\alpha$	0	radianti
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113.04	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Passo armatura al taglio	s	20	cm
Il valore di $\text{Cotg}\theta$ deve essere compreso tra: $1 \leq \text{Cotg}\theta \leq 2,5$ ($21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)	$\text{Cotg}\theta$	2.5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	1130	mm ²
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	1293	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	732	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	-561	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	30.0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0.0013	/
Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di piastra)	A_{sw}/s	1300	mm ² /m
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113.04	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	6	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	2	/
Passo armatura al taglio	s	50	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	1130.4	mm ² /m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	15	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	5	/
Passo armatura al taglio	s	20	cm
Diametro armatura	Φ	12	mm
Area armatura	A	113	mm ²

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	300	mm
Larghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	260	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	40	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	300000	mm ²
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	33346	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm ²
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	14000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	15000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2008 cap. 11.2.10.6)	u	2600	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t_0)}$	6.30	/
Dimensione fittizia (NTC 2008 cap. 11.2.10.6)	h_0	231	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2008 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per $t_0 > 60$ giorni	$\phi(\infty, t_0)$	2.10	/
	$E_{c,eff}$	10773	N/mm ²
	n_{eff}	19.49	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	770	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A'_s	770	mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	14.4	N/mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	19.20	N/mm ²
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm ²

Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t_0)}$	45	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$S_{om,x(t_0)}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$I_{om,x(t_0)}$	254539042	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t_0)}$	2.48	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t_0)}$	74	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t_0)}$	2	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t_0)}$	2.66	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t_0)}$	80	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t_0)}$	2	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t_\infty)}$	70	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x(t_\infty)}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x(t_\infty)}$	668784391	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t_\infty)}$	1.46	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t_\infty)}$	78	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t_\infty)}$	1.56	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t_\infty)}$	83	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	

VERIFICA DELLE FESSURE - circolare 2 febbraio 2009 n. 617			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	3.02	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	74	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6.30	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo definita nella circolare 2 febbraio 2009 cap. C4.1.2.2.4.6	$h_{c,ef}$	85	mm
Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	84943	mm ²
Rapporto aree	ρ_{eff}	0.009	/
Carichi di breve durata  1	k_t	0.6	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\epsilon_{sm} \geq 0,6\sigma_s/E_s$	0.00021	/
Ricoprimento dell'armatura	c	40	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	14	mm
Coeff. 1 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_1	0.8	/
Coeff. 2 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_2	0.5	/
Coeff. 3 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_3	3.4	/
Coeff. 4 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_4	0.425	/
Distanza massima tra le fessure	Δ_{smax}	399	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_d	0.085	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE AGGRESSIVO		$w_d \leq 0.2 \text{ mm}$	VERIFICATO

VERIFICHE STRUTTURALI PARETI PRINCIPALI

DATI

Altezza sezione	h	0.3	m
Larghezza sezione	b	1.0	m
Classe di esposizione ambientale		XC4	/
Copri ferro minimo	c_{min}	40	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0.04	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	40	mm
Altezza utile	d	0.26	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\epsilon_c = \epsilon_{cu}$	-0.0035	/
Coefficiente di riempimento (per $\epsilon_c = 3,5\%$)	β_1	0.810	/
Coefficiente di posizione (per $\epsilon_c = 3,5\%$)	β_2	0.416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	20.0	kNm
Taglio agente	V_{sd}	40.0	kN
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	14.0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	15.0	kNm

MATERIALI

Conglomerato cementizio a prestazione garantita conforme alla EN 206-1 e alla UNI EN 11104			
Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28 giorni	R_{ck}	40.0	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28 giorni	f_{ck}	32.0	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	f_{cm}	40.0	N/mm ²
Modulo elastico	E_{cm}	33346	N/mm ²
Modulo elastico di calcolo	E_{cd}	27788	N/mm ²
Coeff. di Poisson calcestruzzo non fessurato	ν	0.2	
Coeff. di Poisson calcestruzzo fessurato	ν	0	
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1.5	
Coefficiente per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18.1	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18133	kN/m ²
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	3.02	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione per flessione	f_{ctm}	3.63	N/mm ²
	$f_{ctk,0.05}$	2.12	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.41	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1411112	N/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	32.0	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	32000000	N/m ²
Acciaio B450C conforme alla UNI EN ISO 9001:2000 e UNI EN ISO 15630-1:			
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540000	kN/m ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450000	kN/m ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1.15	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391000	kN/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450000	kN/m ²

DIMENSIONAMENTO ARMATURE LONGITUDINALI

Risultante delle forze di compressione	C	77.7	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0.005	m
Momento resistente	M _{Rd}	20.0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0.0	/
Area minima da normativa	A _{min}	390	mm ²
Area minima richiesta	A _{s,req}	198	mm ²
Area di calcolo	A _{max}	390	mm ²
Diametro ferri disposti inferiormente - strato 1	Ø ₁	14	mm
n° di ferri disposti inferiormente - strato 1	n ₁	5	/
Diametro ferri disposti inferiormente - strato 2	Ø ₁	12	mm
n° di ferri disposti inferiormente - strato 2	n ₁	5	/
Area delle armature in zona tesa	A _s	1335	mm ²
Diametro ferri disposti superiormente - strato 1	Ø ₂	12	mm
n° di ferri disposti superiormente - strato 1	n ₁	5	/
Diametro ferri disposti superiormente - strato 2	Ø ₂	12	mm
n° di ferri disposti superiormente - strato 2	n ₁	5	/
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1131	mm ²
Scarto	(M _{Rd} - M _{sd}) ²	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A _s	1335	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1131	mm ²
Profondità dell'asse neutro	x	38	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε _c	-0.0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε _s	0.0202	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε' _s	0.0001468	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ _c	18.1	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura tesa	σ _s	391	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura compressa	σ' _s	31	N/mm ²
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-556913	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	522054	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	34859	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0.148	/
Momento resistente	M _{Rd}	128.6	kNm
Momento sollecitante	M _{sd}	20.0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	M _{Rd} > M _{sd}	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	


VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
	$\text{Cotg}\alpha$	0	radianti
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113.04	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Passo armatura al taglio	s	20	cm
Il valore di $\text{Cotg}\theta$ deve essere compreso tra: $1 \leq \text{Cotg}\theta \leq 2,5$ ($21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)	$\text{Cotg}\theta$	2.5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	1130	mm ²
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	1293	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	732	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	-561	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	40.0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0.0013	/
Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di piastra)	A_{sw}/s	1300	mm ² /m
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113.04	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	6	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	2	/
Passo armatura al taglio	s	50	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	1130.4	mm ² /m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	15	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	5	/
Passo armatura al taglio	s	20	cm
Diametro armatura	Φ	12	mm
Area armatura	A	113	mm ²

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	300	mm
Larghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	260	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	40	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	300000	mm ²
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	33346	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm ²
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	14000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	15000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2008 cap. 11.2.10.6)	u	2600	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$\eta_{(t_0)}$	6.30	/
Dimensione fittizia (NTC 2008 cap. 11.2.10.6)	h_0	231	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2008 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per $t_0 > 60$ giorni	$\varphi(\infty, t_0)$	2.10	/
	$E_{c,eff}$	10773	N/mm ²
	η_{eff}	19.49	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1335	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1131	mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	14.4	N/mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	19.20	N/mm ²
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm ²

Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$X_{c(t_0)}$	57	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$S_{om,x}(t_0)$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$I_{om,x}(t_0)$	409962239	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t_0)}$	1.94	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t_0)}$	44	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t_0)}$	4	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t_0)}$	2.08	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t_0)}$	47	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t_0)}$	4	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$X_{c(t_\infty)}$	85	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x}(t_\infty)$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x}(t_\infty)$	1044154302	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t_\infty)}$	1.14	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t_\infty)}$	46	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t_\infty)}$	1.22	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t_\infty)}$	49	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	

VERIFICA DELLE FESSURE - circolare 2 febbraio 2009 n. 617			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	3.02	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	44	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$\eta_{(t0)}$	6.30	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo definita nella circolare 2 febbraio 2009 cap. C4.1.2.2.4.6	$h_{c,ef}$	81	mm
Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	81091	mm ²
Rapporto aree	ρ_{eff}	0.016	/
Carichi di breve durata  1	k_t	0.6	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\epsilon_{sm} \geq 0,6\sigma_s/E_s$	0.00012	/
Ricoprimento dell'armatura	c	40	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	14	mm
Coeff. 1 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_1	0.8	/
Coeff. 2 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_2	0.5	/
Coeff. 3 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_3	3.4	/
Coeff. 4 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_4	0.425	/
Distanza massima tra le fessure	Δ_{smax}	281	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_d	0.035	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE AGGRESSIVO	$w_d \leq 0.2$ mm	VERIFICATO	

5.7 Vasca di disinfezione finale

La vasca di disinfezione finale andrà a sostituire quella esistente a completamento del processo depurativo. Verrà realizzata in c.c.a. gettato in opera con pianta di forma rettangolare di dimensioni nette interne pari a m 10,40 x 5,50 x 3,80 (h).

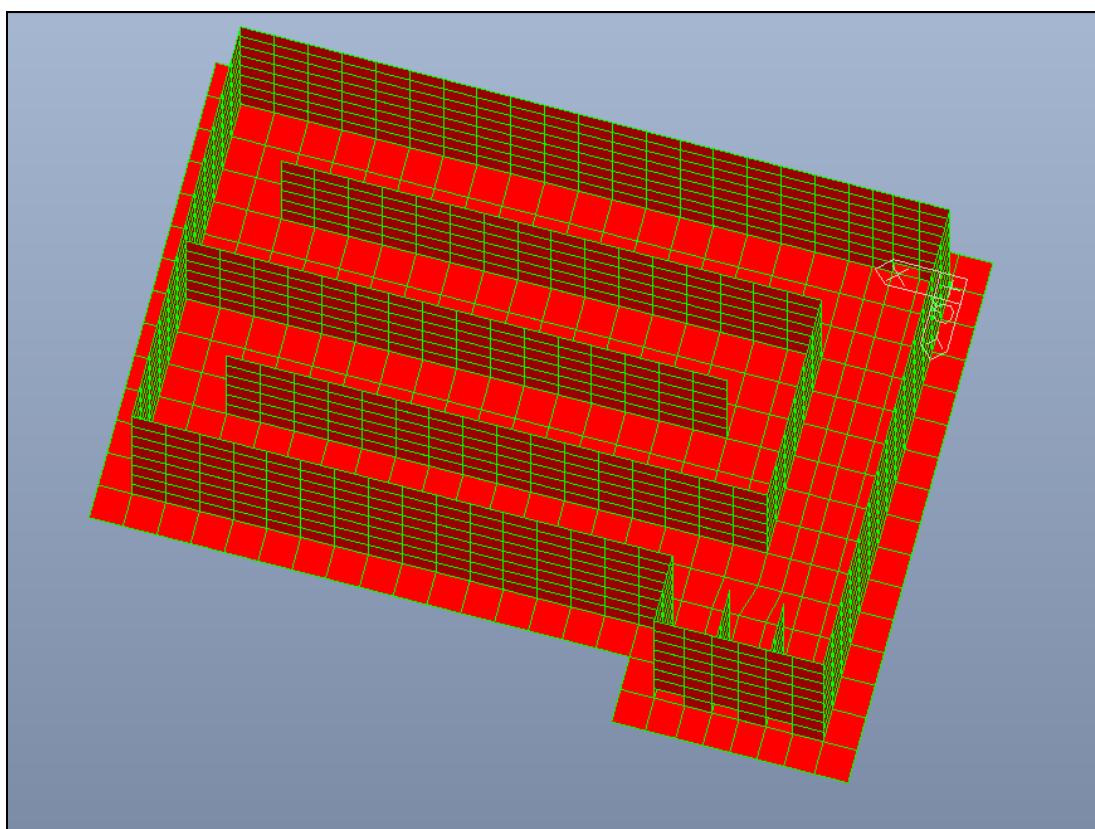
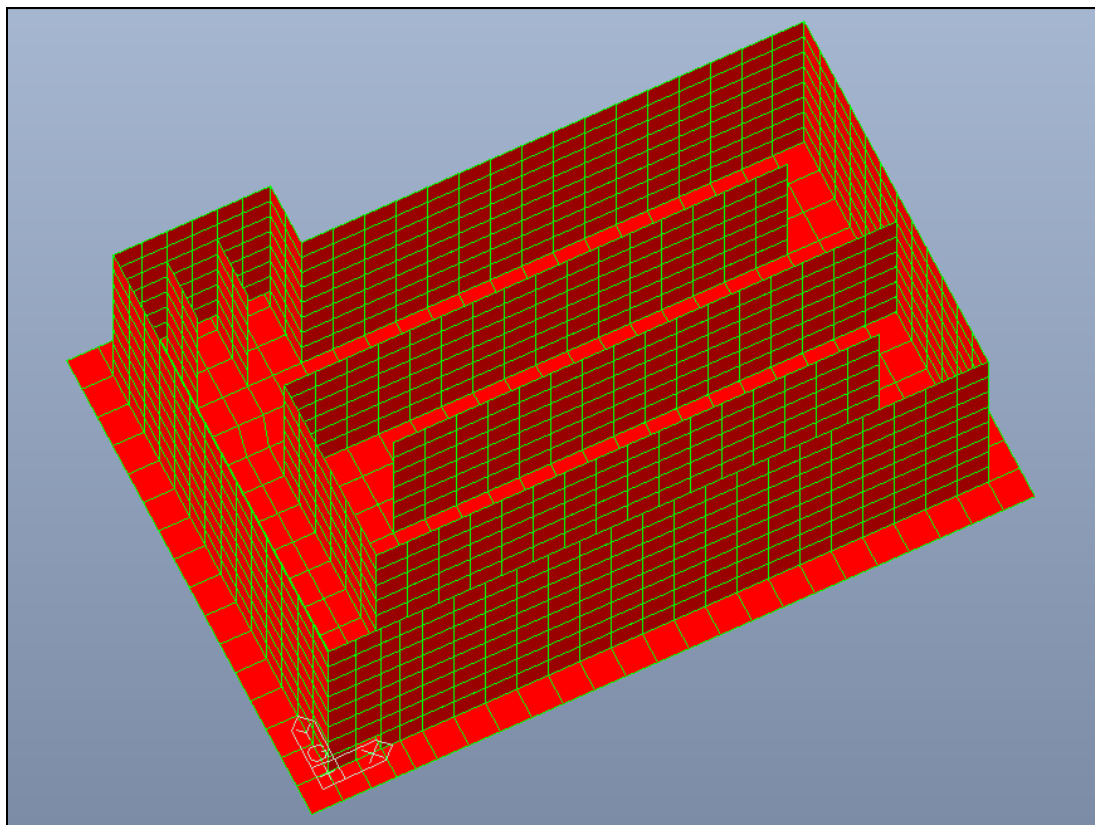
La vasca prevede al suo interno la realizzazione di tre setti semidivisori in c.c.a. gettato in opera, di altezza pari a circa 3,0 m, i quali verranno considerati ai fini dei calcoli, in particolar modo per la determinazione delle azioni agenti sulla platea di fondazione. Questa avrà spessore di 40 cm, i muri perimetrali di 30 cm, mentre i setti interni avranno uno spessore pari a 25 cm.

Le verifiche sono state condotte sia per la condizione di vasca vuota, con l'applicazione dell'azione spingente del terreno a tergo dei muri in condizioni permeabili di falda e sismiche, che in condizioni di vasca al massimo carico idrostatico di esercizio.

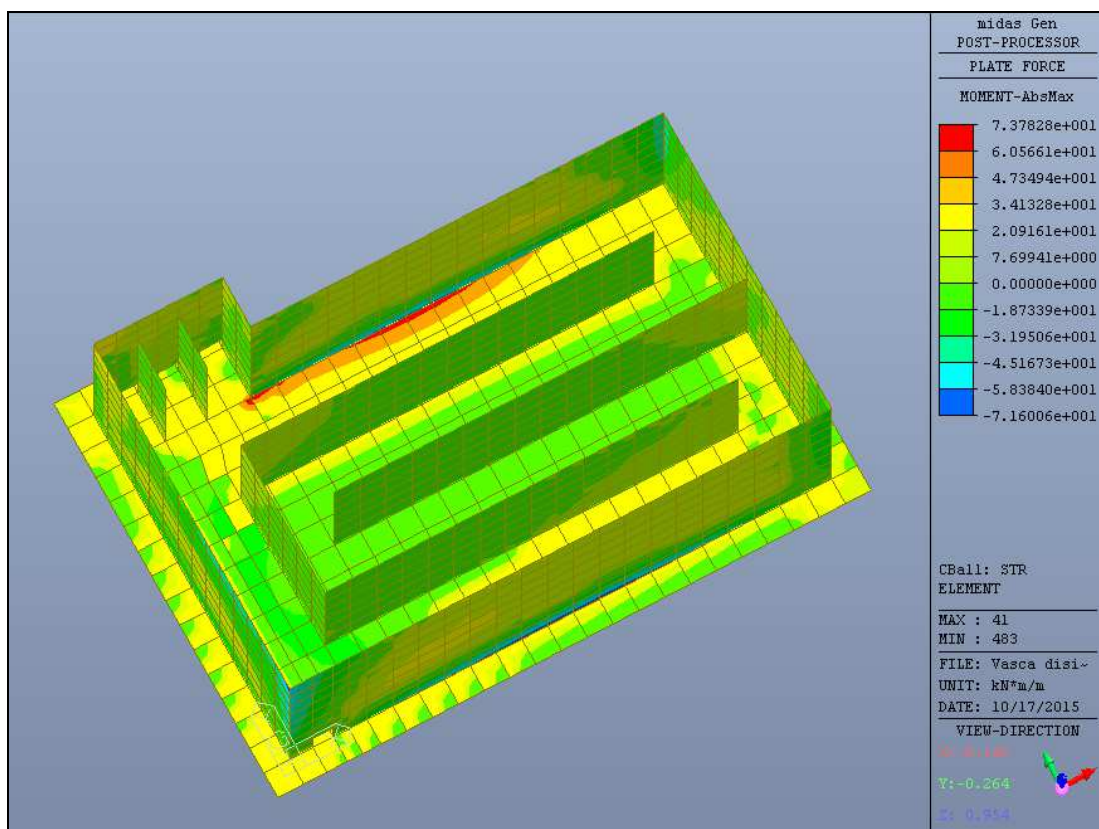
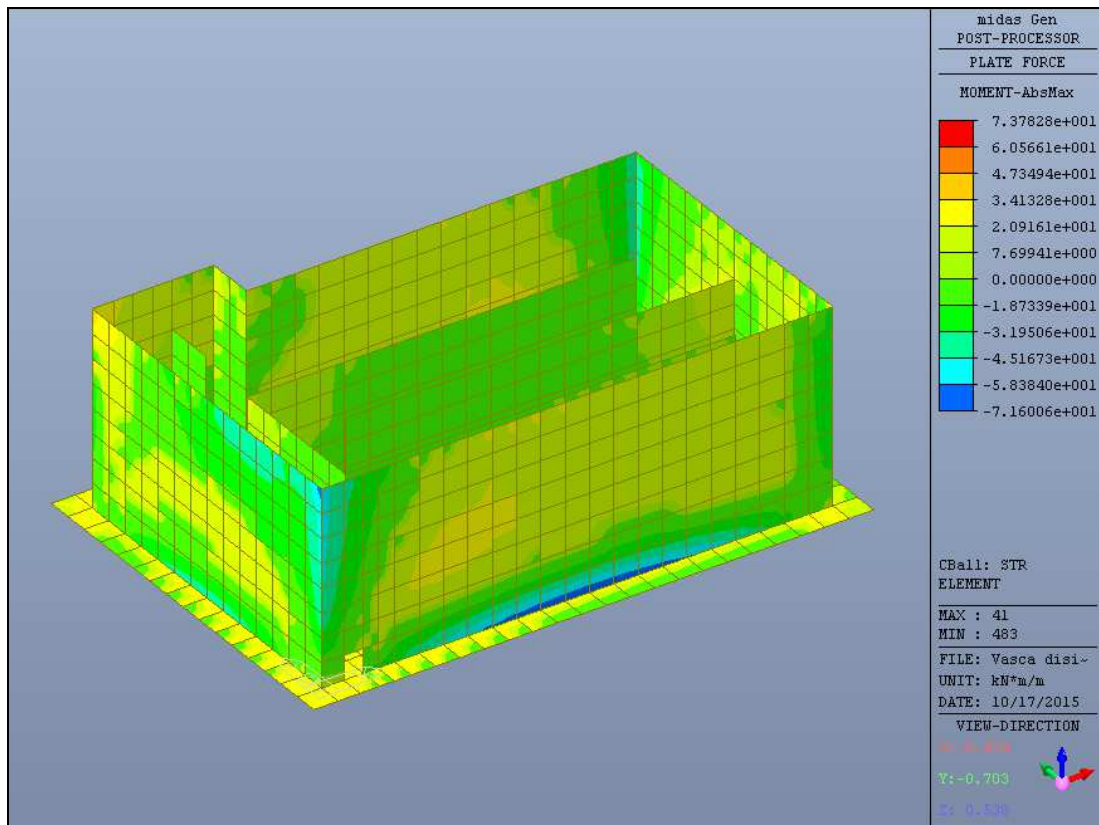
Per quanto riguarda la geometria di dettaglio e le sezioni strutturali dell'opera si rimanda agli specifici elaborati grafici di progetto (tavole ID11, ID21), mentre i materiali per uso strutturale e le azioni di calcolo fanno riferimento a quanto dettagliatamente riportato ai paragrafi 3.1, 3.2, 4.3, 4.4 e 4.5 della presente relazione.

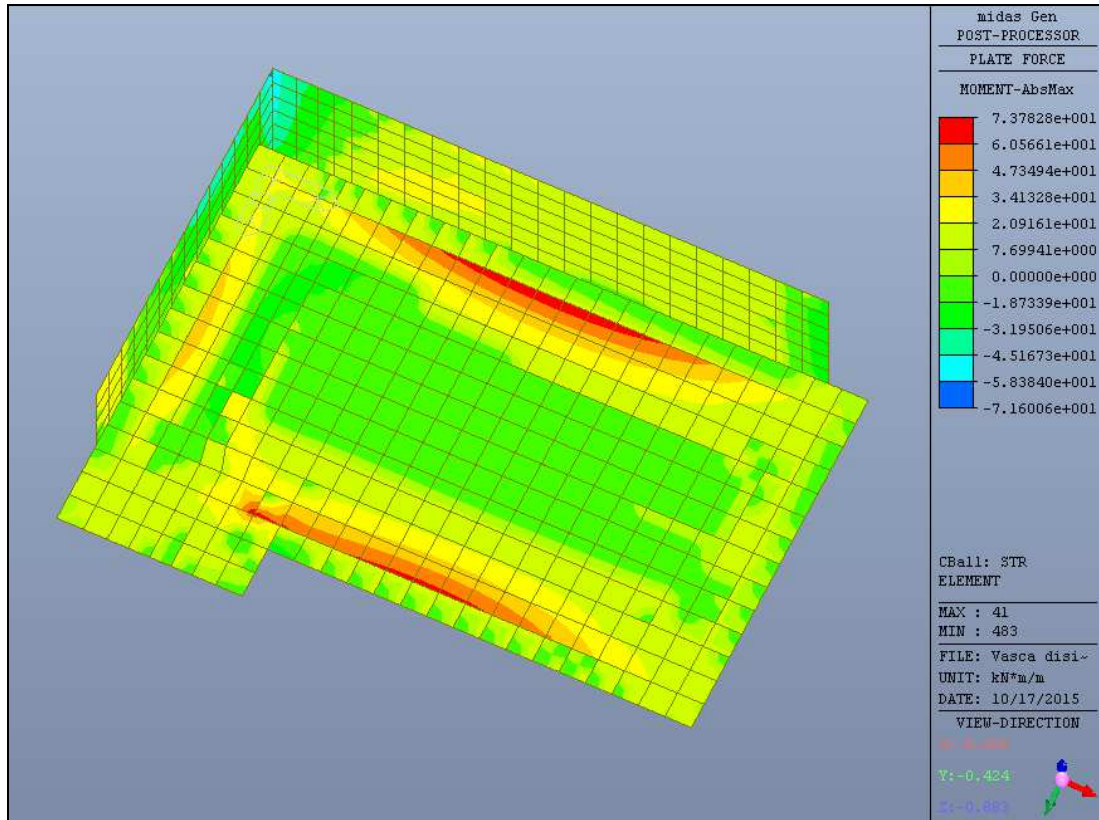
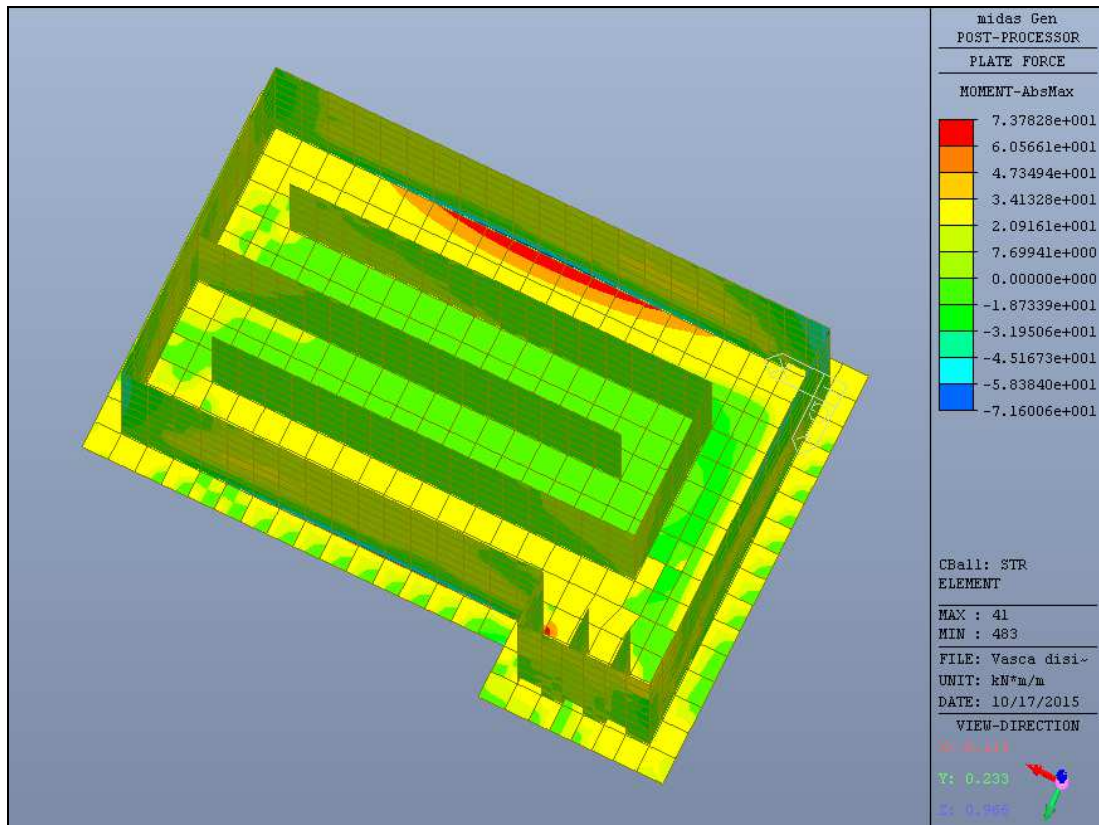
Vengono, quindi, nel seguito riportati il modello geometrico di calcolo e i principali risultati di calcolo (momento flettente, taglio e sforzo normale), con l'involuppo delle sollecitazioni di calcolo e le relative verifiche a stato limite ultimo e a stato limite di esercizio dai quali si evince come **tutte le verifiche strutturali possono ritenersi adeguatamente soddisfatte con valori di tensione nei materiali compatibili con l'uso previsto dell'opera e contenute entro il 40% di f_{ck} per il calcestruzzo ed entro l' 80% di f_{yk} per l'acciaio. Le verifiche a fessurazione risultano, altresì, soddisfatte nel rispetto dei limiti previsti da normativa per le condizioni di esercizio frequente e quasi permanente.**

MODELLO GEOMETRICO DI CALCOLO

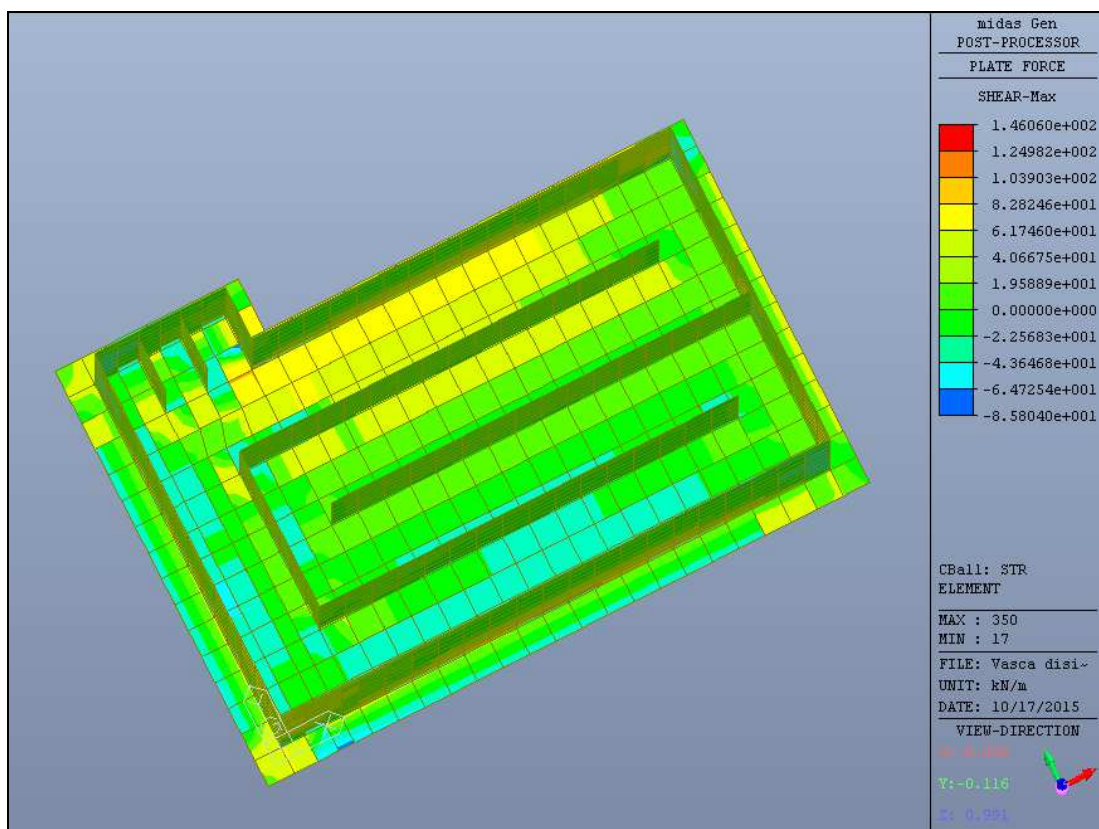
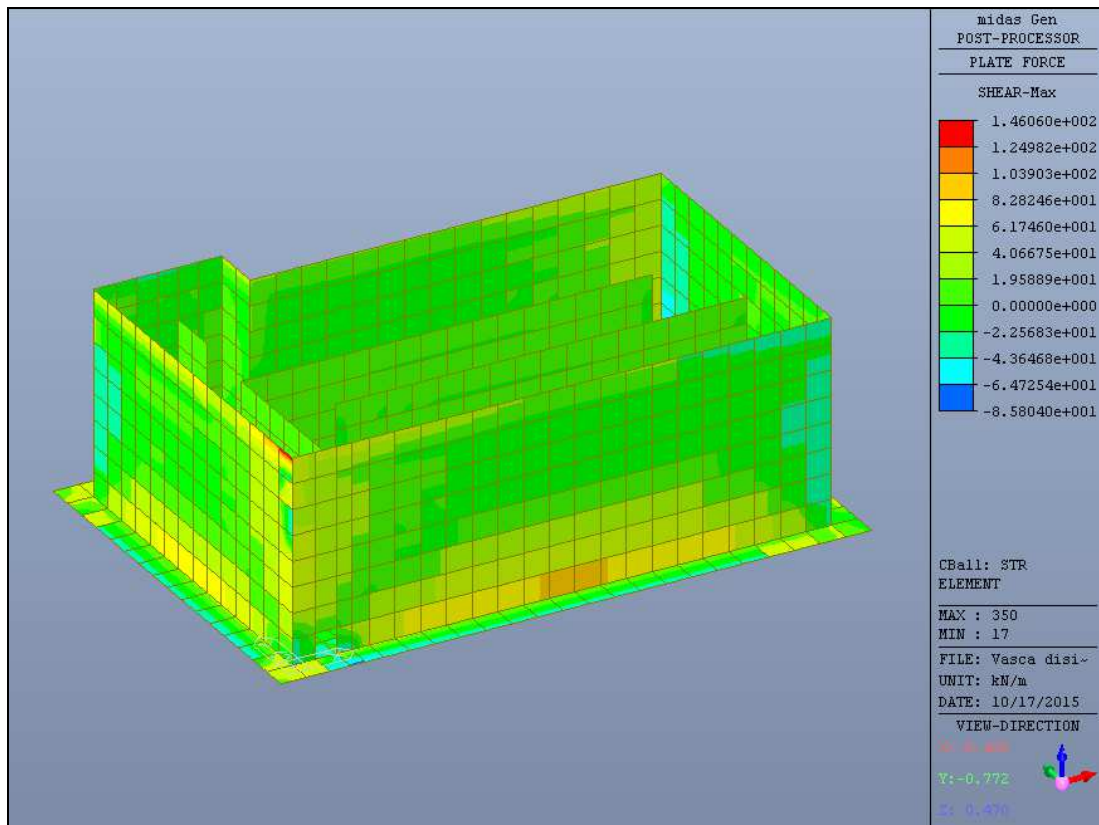


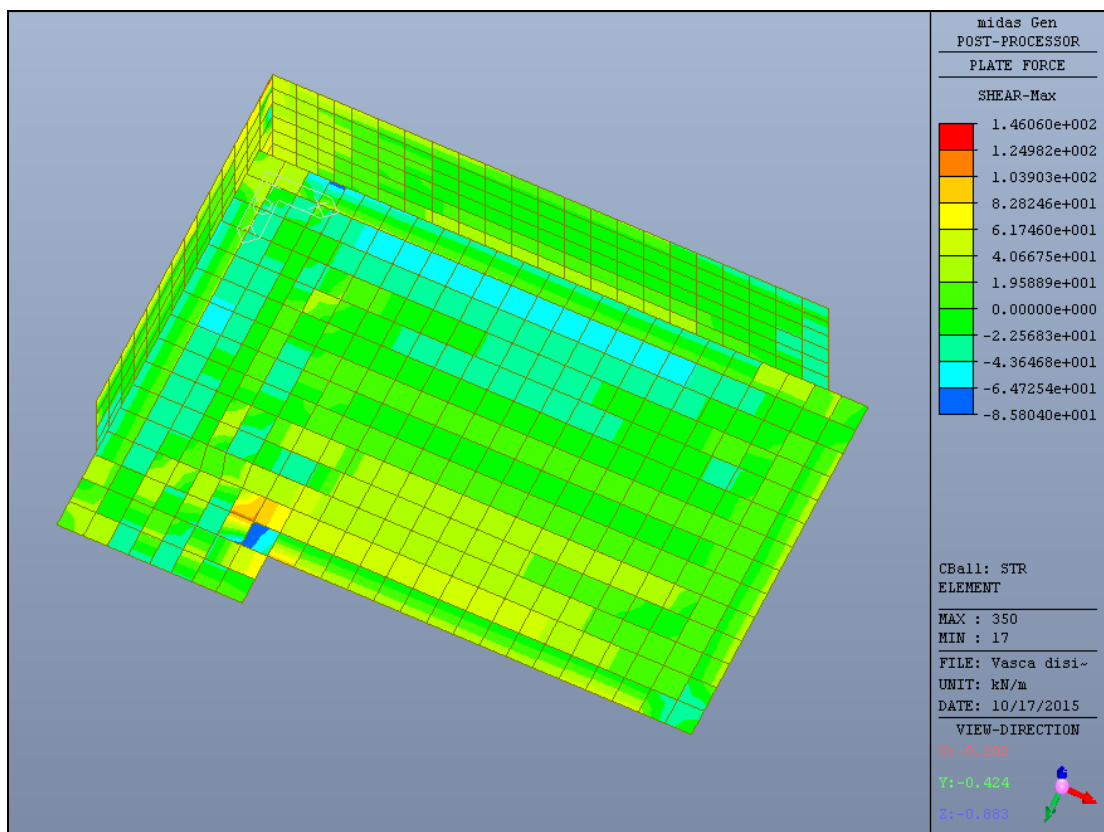
MOMENTO FLETTENTE



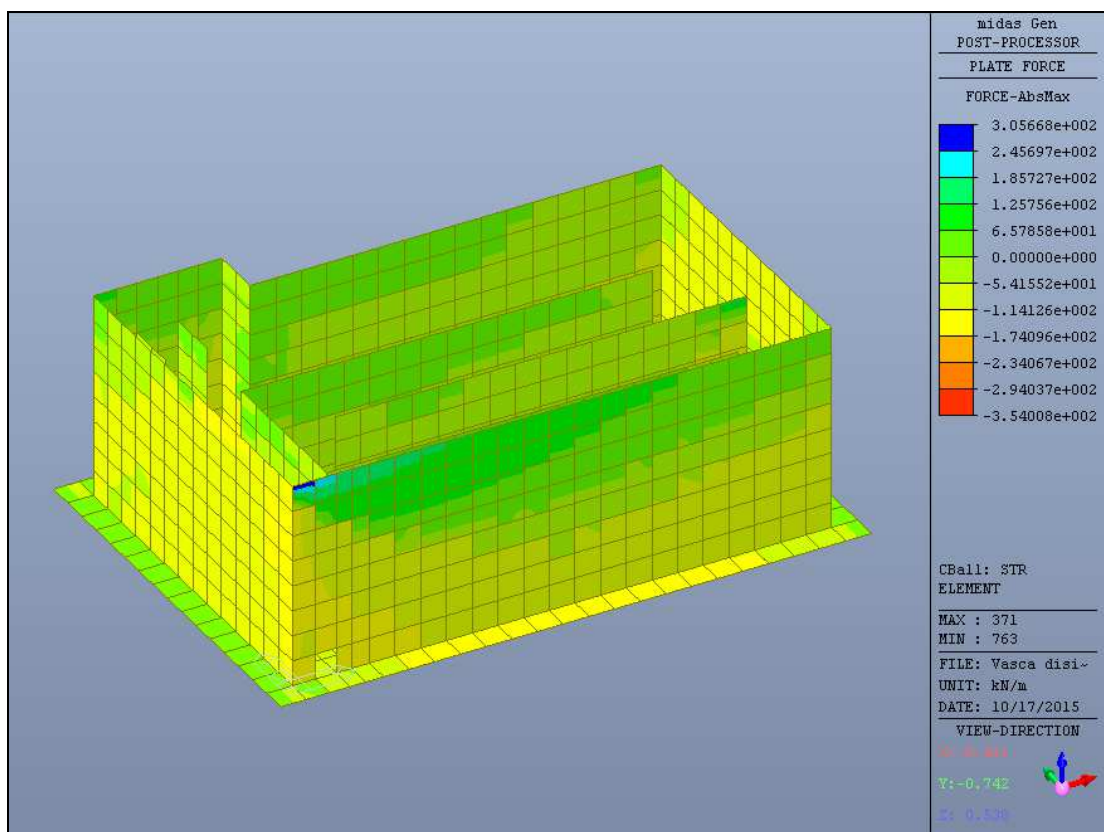


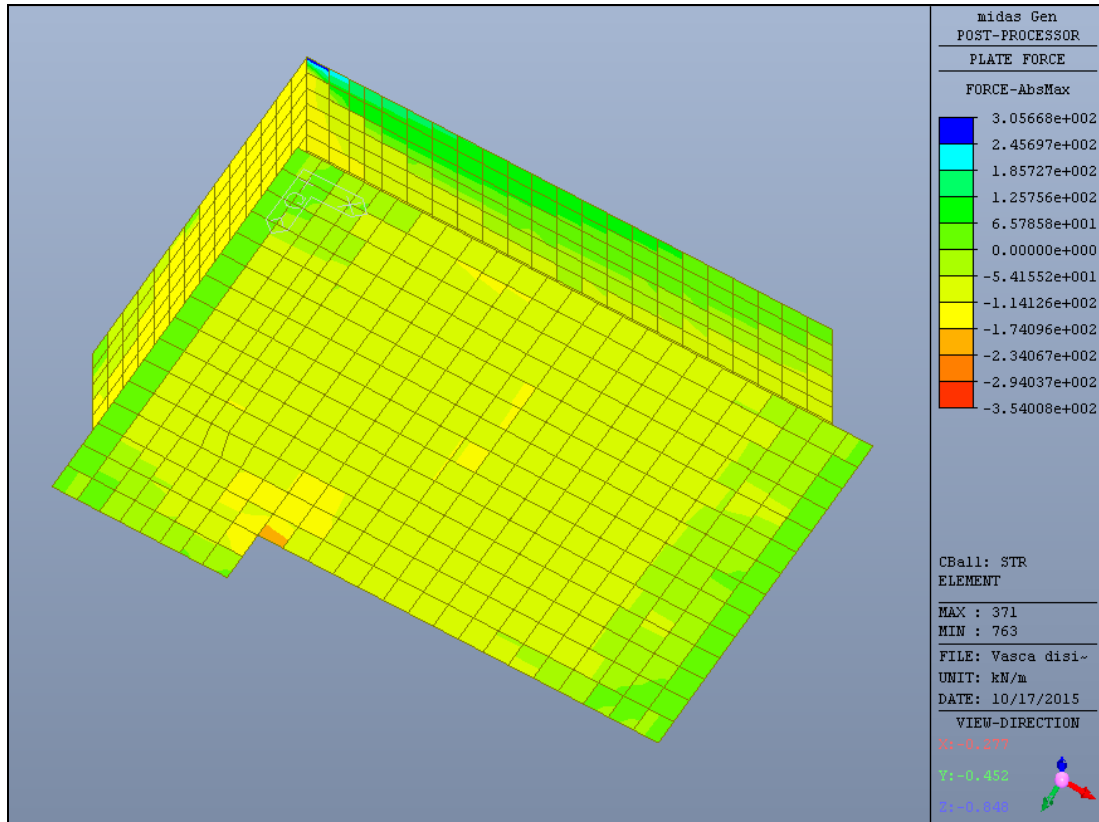
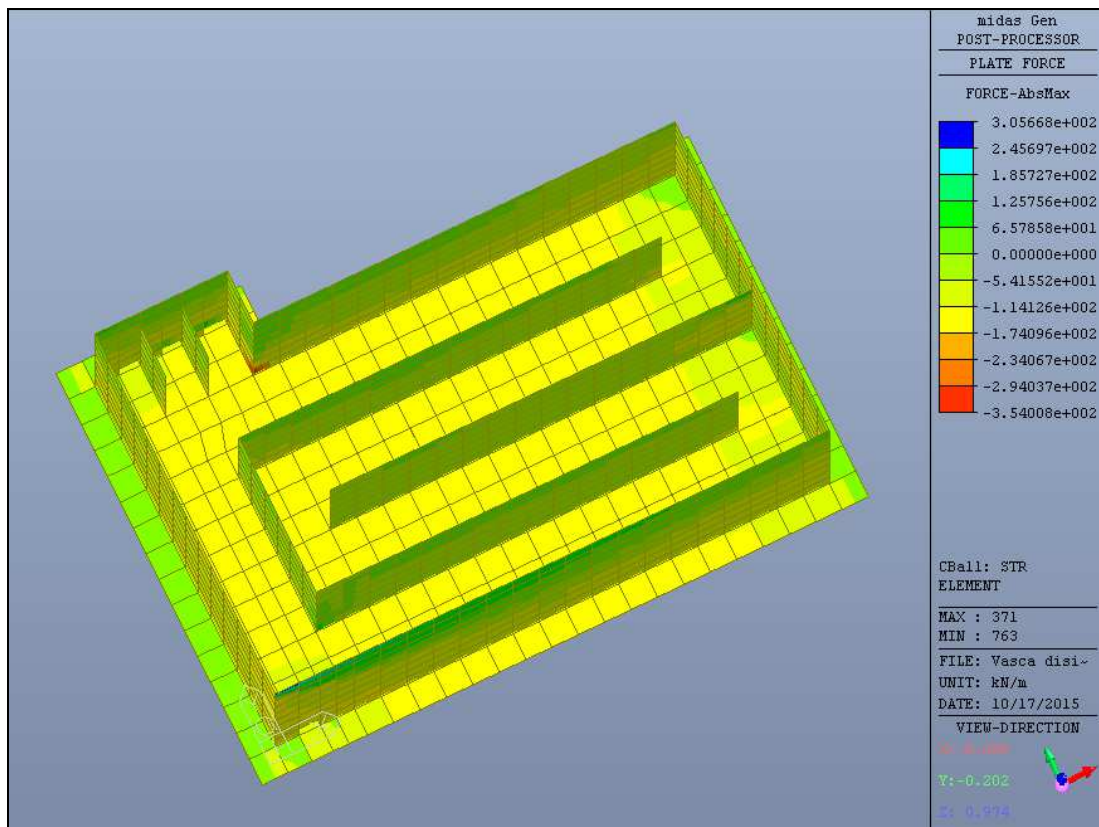
TAGLIO





SFORZO NORMALE





VERIFICHE STRUTTURALI PLATEA DI FONDAZIONE

DATI

Altezza sezione	h	0.4	m
Larghezza sezione	b	1.0	m
Classe di esposizione ambientale		XC4	/
Copriferro minimo	c_{min}	40	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0.04	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	40	mm
Altezza utile	d	0.36	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\epsilon_c = \epsilon_{cu}$	-0.0035	/
Coefficiente di riempimento (per $\epsilon_c = 3,5\%$)	β_1	0.810	/
Coefficiente di posizione (per $\epsilon_c = 3,5\%$)	β_2	0.416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	75.0	kNm
Taglio agente	V_{sd}	90.0	kN
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	50.0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	55.0	kNm

MATERIALI

Conglomerato cementizio a prestazione garantita conforme alla EN 206-1 e alla UNI EN 11104			
Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28 giorni	R_{ck}	40.0	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28 giorni	f_{ck}	32.0	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	f_{cm}	40.0	N/mm ²
Modulo elastico	E_{cm}	33346	N/mm ²
Modulo elastico di calcolo	E_{cd}	27788	N/mm ²
Coeff. di Poisson calcestruzzo non fessurato	ν	0.2	
Coeff. di Poisson calcestruzzo fessurato	ν	0	
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1.5	
Coefficiente per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18.1	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18133	kN/m ²
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	3.02	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione per flessione	f_{ctm}	3.63	N/mm ²
	$f_{ctk,0.05}$	2.12	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.41	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1411112	N/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	32.0	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	32000000	N/m ²
Acciaio B450C conforme alla UNI EN ISO 9001:2000 e UNI EN ISO 15630-1:			
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540000	kN/m ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450000	kN/m ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1.15	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391000	kN/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450000	kN/m ²

DIMENSIONAMENTO ARMATURE LONGITUDINALI

Risultante delle forze di compressione	C	211.8	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0.015	m
Momento resistente	M _{Rd}	75.0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0.0	/
Area minima da normativa	A _{min}	540	mm ²
Area minima richiesta	A _{s,req}	542	mm ²
Area di calcolo	A _{max}	542	mm ²
Diametro ferri disposti inferiormente - strato 1	Ø ₁	16	mm
n° di ferri disposti inferiormente - strato 1	n ₁	6	/
Diametro ferri disposti inferiormente - strato 2	Ø ₁	12	mm
n° di ferri disposti inferiormente - strato 2	n ₁	6	/
Area delle armature in zona tesa	A _s	1885	mm ²
Diametro ferri disposti superiormente - strato 1	Ø ₂	12	mm
n° di ferri disposti superiormente - strato 1	n ₁	6	/
Diametro ferri disposti superiormente - strato 2	Ø ₂	12	mm
n° di ferri disposti superiormente - strato 2	n ₁	6	/
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1357	mm ²
Scarto	(M _{Rd} - M _{sd}) ²	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A _s	1885	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1357	mm ²
Profondità dell'asse neutro	x	44	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε _c	-0.0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε _s	0.0250	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε' _s	-0.000335	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ _c	18.1	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura tesa	σ _s	391	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura compressa	σ' _s	-70	N/mm ²
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-641625	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	737018	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	-95392	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0.123	/
Momento resistente	M _{Rd}	250.2	kNm
Momento sollecitante	M _{sd}	75.0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	M _{Rd} > M _{sd}	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
	$\text{Cotg}\alpha$	0	radianti
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113.04	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Passo armatura al taglio	s	20	cm
Il valore di $\text{Cotg}\theta$ deve essere compreso tra: $1 \leq \text{Cotg}\theta \leq 2,5$ ($21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)	$\text{Cotg}\theta$	2.5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	1130	mm ²
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	1790	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	1013	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	-777	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	90.0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0.0013	/
Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di piastra)	A_{sw}/s	1300	mm ² /m
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113.04	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	6	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	2	/
Passo armatura al taglio	s	50	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	1130.4	mm ² /m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	15	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	5	/
Passo armatura al taglio	s	20	cm
Diametro armatura	Φ	12	mm
Area armatura	A	113	mm ²

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	400	mm
Larghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	360	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	40	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	400000	mm ²
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	33346	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm ²
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	50000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	55000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2008 cap. 11.2.10.6)	u	2800	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t_0)}$	6.30	/
Dimensione fittizia (NTC 2008 cap. 11.2.10.6)	h_0	286	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2008 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per $t_0 > 60$ giorni	$\phi(\infty, t_0)$	2.05	/
	$E_{c,eff}$	10928	N/mm ²
	n_{eff}	19.22	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1885	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1357	mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	14.4	N/mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	19.20	N/mm ²
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm ²

Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t_0)}$	78	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$S_{om,x(t_0)}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$I_{om,x(t_0)}$	1112568264	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t_0)}$	3.52	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t_0)}$	80	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t_0)}$	11	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t_0)}$	3.87	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t_0)}$	88	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t_0)}$	12	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t_\infty)}$	117	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x(t_\infty)}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x(t_\infty)}$	2819363809	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t_\infty)}$	2.08	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t_\infty)}$	83	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t_\infty)}$	2.29	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t_\infty)}$	91	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	

VERIFICA DELLE FESSURE - circolare 2 febbraio 2009 n. 617			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	3.02	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	80	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6.30	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo definita nella circolare 2 febbraio 2009 cap. C4.1.2.2.4.6	$h_{c,ef}$	100	mm
Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	100000	mm ²
Rapporto aree	ρ_{eff}	0.019	/
Carichi di breve durata  1	k_t	0.6	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\epsilon_{sm} \geq 0,6\sigma_s/E_s$	0.00023	/
Ricoprimento dell'armatura	c	40	mm
Spaziatura tra le armature	s	167	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	16	mm
Coeff. 1 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_1	0.8	/
Coeff. 2 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_2	0.5	/
Coeff. 3 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_3	3.4	/
Coeff. 4 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_4	0.425	/
Distanza massima tra le fessure	Δ_{smax}	280	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_d	0.064	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE AGGRESSIVO		$w_d \leq 0.2 \text{ mm}$	VERIFICATO

VERIFICHE STRUTTURALI PARETI PRINCIPALI

DATI

Altezza sezione	h	0.3	m
Larghezza sezione	b	1.0	m
Classe di esposizione ambientale		XC4	/
Copri ferro minimo	c_{min}	40	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0.04	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	40	mm
Altezza utile	d	0.26	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\epsilon_c = \epsilon_{cu}$	-0.0035	/
Coefficiente di riempimento (per $\epsilon_c = 3,5\%$)	β_1	0.810	/
Coefficiente di posizione (per $\epsilon_c = 3,5\%$)	β_2	0.416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	70.0	kNm
Taglio agente	V_{sd}	90.0	kN
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	45.0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	50.0	kNm

MATERIALI

Conglomerato cementizio a prestazione garantita conforme alla EN 206-1 e alla UNI EN 11104			
Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28 giorni	R_{ck}	40.0	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28 giorni	f_{ck}	32.0	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	f_{cm}	40.0	N/mm ²
Modulo elastico	E_{cm}	33346	N/mm ²
Modulo elastico di calcolo	E_{cd}	27788	N/mm ²
Coeff. di Poisson calcestruzzo non fessurato	ν	0.2	
Coeff. di Poisson calcestruzzo fessurato	ν	0	
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1.5	
Coefficiente per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18.1	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18133	kN/m ²
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	3.02	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione per flessione	f_{ctm}	3.63	N/mm ²
	$f_{ctk,0.05}$	2.12	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.41	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1411112	N/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	32.0	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	32000000	N/m ²
Acciaio B450C conforme alla UNI EN ISO 9001:2000 e UNI EN ISO 15630-1:			
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540000	kN/m ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450000	kN/m ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1.15	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391000	kN/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450000	kN/m ²

DIMENSIONAMENTO ARMATURE LONGITUDINALI

Risultante delle forze di compressione	C	277.3	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0.019	m
Momento resistente	M _{Rd}	70.0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0.1	/
Area minima da normativa	A _{min}	390	mm ²
Area minima richiesta	A _{s,req}	709	mm ²
Area di calcolo	A _{max}	709	mm ²
Diametro ferri disposti inferiormente - strato 1	Ø ₁	16	mm
n° di ferri disposti inferiormente - strato 1	n ₁	6	/
Diametro ferri disposti inferiormente - strato 2	Ø ₁	12	mm
n° di ferri disposti inferiormente - strato 2	n ₁	6	/
Area delle armature in zona tesa	A _s	1885	mm ²
Diametro ferri disposti superiormente - strato 1	Ø ₂	14	mm
n° di ferri disposti superiormente - strato 1	n ₁	6	/
Diametro ferri disposti superiormente - strato 2	Ø ₂	12	mm
n° di ferri disposti superiormente - strato 2	n ₁	6	/
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1602	mm ²
Scarto	(M _{Rd} - M _{sd}) ²	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A _s	1885	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1602	mm ²
Profondità dell'asse neutro	x	44	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε _c	-0.0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε _s	0.0173	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε' _s	-0.000303	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ _c	18.1	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura tesa	σ _s	391	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura compressa	σ' _s	-64	N/mm ²
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-635190	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	737018	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	-101827	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0.168	/
Momento resistente	M _{Rd}	176.4	kNm
Momento sollecitante	M _{sd}	70.0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	M _{Rd} > M _{sd}	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
	$\text{Cotg}\alpha$	0	radianti
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113.04	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Passo armatura al taglio	s	20	cm
Il valore di $\text{Cotg}\theta$ deve essere compreso tra: $1 \leq \text{Cotg}\theta \leq 2,5$ ($21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)	$\text{Cotg}\theta$	2.5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	1130	mm ²
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	1293	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	732	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	-561	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	90.0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0.0013	/
Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di piastra)	A_{sw}/s	1300	mm ² /m
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113.04	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	6	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	2	/
Passo armatura al taglio	s	50	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	1130.4	mm ² /m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	15	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	5	/
Passo armatura al taglio	s	20	cm
Diametro armatura	Φ	12	mm
Area armatura	A	113	mm ²

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	300	mm
Larghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	260	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	40	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	300000	mm ²
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	33346	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm ²
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	45000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	50000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2008 cap. 11.2.10.6)	u	2600	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$\eta_{(t_0)}$	6.30	/
Dimensione fittizia (NTC 2008 cap. 11.2.10.6)	h_0	231	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2008 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per $t_0 > 60$ giorni	$\varphi(\infty, t_0)$	2.10	/
	$E_{c,eff}$	10773	N/mm ²
	η_{eff}	19.49	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1885	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1602	mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	14.4	N/mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	19.20	N/mm ²
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm ²

Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$X_{c(t_0)}$	65	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$S_{om,x}(t_0)$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$I_{om,x}(t_0)$	548232407	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t_0)}$	5.33	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t_0)}$	101	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t_0)}$	13	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t_0)}$	5.92	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t_0)}$	112	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t_0)}$	14	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$X_{c(t_\infty)}$	95	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x}(t_\infty)$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x}(t_\infty)$	1375759340	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t_\infty)}$	3.09	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t_\infty)}$	106	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t_\infty)}$	3.43	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t_\infty)}$	117	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	

VERIFICA DELLE FESSURE - circolare 2 febbraio 2009 n. 617			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	3.02	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	101	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$\eta_{(t0)}$	6.30	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo definita nella circolare 2 febbraio 2009 cap. C4.1.2.2.4.6	$h_{c,ef}$	78	mm
Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	78372	mm ²
Rapporto aree	ρ_{eff}	0.024	/
Carichi di breve durata  1	k_t	0.6	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\epsilon_{sm} \geq 0,6\sigma_s/E_s$	0.00029	/
Ricoprimento dell'armatura	c	40	mm
Spaziatura tra le armature	s	167	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	16	mm
Coeff. 1 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_1	0.8	/
Coeff. 2 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_2	0.5	/
Coeff. 3 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_3	3.4	/
Coeff. 4 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_4	0.425	/
Distanza massima tra le fessure	Δ_{smax}	249	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_d	0.072	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE AGGRESSIVO	$w_d \leq 0.2$ mm	VERIFICATO	

5.8 Locali tecnici

Il progetto prevede la realizzazione di nuovi locali tecnici con struttura portante verticale in muratura e solaio in laterocemento a servizio sia dell'impianto di depurazione che degli impianti di sollevamento in frazione Lido e Comuna. La muratura sarà di tipo portante ai sensi di quanto previsto dal D.M. 14.01.2008 con percentuale di foratura verticale non superiore al 45% e aventi le caratteristiche tecnico-prestazionali riportate al *paragrafo 3.3* della presente relazione. La fondazione sarà realizzata in c.c.a. gettato in opera ed avrà uno spessore di 30 cm. Per i dettagli grafici si rimanda alle tavole: IS1, IS2, ID10, ID11 e ID13.

Nel dettaglio saranno previsti i seguenti edifici tecnici e relative dimensioni interne:

Locale tecnico	L [m]	l [m]	h [m]
Locale per alloggiamento nuovo generatore di emergenza dell'impianto di depurazione	5,90	5,00	3,0
Locale disidratazione fanghi	5,50	5,50	3,0
Locale disinfezione	2,75	2,50	3,0
Locale a servizio impianto di sollevamento di Lido	4,50	3,10	3,0
Locale a servizio impianto di sollevamento di Comuna	4,50	3,10	3,0

Tabella 8 – Locali tecnici in progetto.

Sulla base della suddetta tabella, si rileva come il locale avente superficie in pianta maggiore sia quello a servizio della disidratazione fanghi. In tal senso, le verifiche statiche e strutturali del presente paragrafo, stante la sostanziale equivalenza dei vari locali tecnici in quanto ad azioni agenti, spessore delle pareti e dei solai di copertura e caratteristiche tecniche e prestazionali dei materiali per uso strutturale previsti in progetto, saranno svolte esclusivamente per tale edificio, ritenendo, implicitamente verificate anche quelle pertinenti ai restanti locali tecnici previsti in progetto.

Si evidenzia, infine, che il locale tecnico di controllo e gestione esistente dell'impianto di depurazione non subirà interventi di natura strutturale significativi e verrà semplicemente sottoposto ad interventi di manutenzione straordinaria e adeguamento funzionale tecnico-impiantistico e di distribuzione degli spazi interni dei locali.

5.8.1 Verifica semplificata globale dell'edificio in muratura

La verifica dei locali tecnici in progetto a servizio sia dell'impianto di depurazione che delle due stazioni di sollevamento di Lido e Comuna, riferita sia alle azioni statiche che a quelle sismiche, trattandosi di costruzioni di modesta rilevanza geometrica e strutturale, è stata effettuata con il metodo delle tensioni ammissibili, in accordo alla metodologia semplificata disciplinata dal *punto 4.5.6.4* e, aggiuntivamente, dal *punto 7.8.1.9* del D.M. 14.01.2008, verificando, in particolare che:

- le pareti strutturali della costruzione siano continue dalle fondazioni alla sommità;
- nessuna altezza interpiano sia superiore a 3,5;
- il numero di piani non sia superiore a 3 (entro e fuori terra) per costruzioni in muratura ordinaria ed a 4 per costruzioni in muratura armata;
- la planimetria dell'edificio sia inscritta in un rettangolo con rapporti fra lato minore e lato maggiore non inferiore a 1/3;
- la snellezza della muratura, secondo l'espressione 4.5.1 delle N.T.C.-2008, non sia in nessun caso superiore a 12;
- il carico variabile per i solai non sia superiore a 3,00 kN/m²;
- in ciascuna delle due direzioni siano previsti almeno due sistemi di pareti di lunghezza complessiva, al netto delle aperture, ciascuno non inferiore al 50% della dimensione della costruzione nella medesima direzione. Nel conteggio della lunghezza complessiva possono essere inclusi solamente setti murari che rispettano i requisiti geometrici della Tab. 7.8.II. La distanza tra questi due sistemi di pareti in direzione ortogonale al loro sviluppo longitudinale in pianta sia non inferiore al 75 % della dimensione della costruzione nella medesima direzione (ortogonale alle pareti);
- almeno il 75 % dei carichi verticali sia portato da pareti che facciano parte del sistema resistente alle azioni orizzontali;
- in ciascuna delle due direzioni siano presenti pareti resistenti alle azioni orizzontali con interasse non superiore a 7 m, elevabili a 9 m per costruzioni in muratura armata;
- per ciascun piano il rapporto tra area della sezione resistente delle pareti e superficie lorda del piano non sia inferiore ai valori indicati nella tabella 7.8.III delle N.T.C.-2008, in funzione del numero di piani della costruzione (massimo 3) e della sismicità del sito, per ciascuna delle due direzioni principali ortogonali (x e y):

La verifica ai carichi statici si intende, quindi, soddisfatta se risulta, per ciascun piano:

$$\sigma = N / (0,65 \cdot A) \leq \frac{f_k}{\gamma_m}$$

Mentre per la verifica ai carichi sismici deve risultare, per ogni piano:

$$\sigma = N / A \leq 0,25 \cdot \frac{f_k}{\gamma_m}$$

in cui N è il carico verticale totale alla base di ciascun piano dell'edificio corrispondente alla somma dei carichi permanenti e variabili (valutati ponendo $g_G = g_Q = 1$) della combinazione caratteristica e A è l'area totale dei muri portanti allo stesso piano; f_k è la resistenza caratteristica a compressione in direzione verticale della muratura.

γ_m assume il valore 4,2 per la verifica statica e 2,0 per quella sismica.

Il dimensionamento delle fondazioni può essere effettuato in modo semplificato tenendo conto delle tensioni normali medie e delle sollecitazioni sismiche globali determinate con l'analisi statica lineare.

Condizioni di verifica semplificata edificio in progetto:

- Zona sismica: 4.
- Classe d'uso: 2.
- Categoria suolo: C.
- Accelerazione di picco del terreno: $\cong 0,06g$.
- Resistenza media muratura (f_m): 5,3 MPa.
- γ_M muratura per verifica ai carichi verticali: 4,2.
- γ_M muratura per verifica sismica: 2,0.

Nel seguito viene specificatamente riportata la verifica del locale tecnico caratterizzato da maggiori dimensioni geometriche in pianta, ovvero quello destinato alla disidratazione fanghi dell'impianto di depurazione, stante l'equivalenza con i restanti edifici tecnici in quanto ad azioni agenti, spessore delle pareti e dei solai di copertura e caratteristiche tecniche e prestazionali dei materiali per uso strutturale previsti in progetto. Le verifiche dei restanti locali tecnici possono, in tal senso, ritenersi recepite dalle presenti.

I risultati di verifica sono, quindi, riportati nelle tabelle sottostanti:

TIPO DI VERIFICA			
Condizioni per carichi non sismici, ovvero statici (punto 4.5.6.4 NTC 2008)		SI	NO
1	dimensione dei setti (lunghezza e snellezza), considerati per le verifiche, rispettano quanto previsto dalle NTC 2008 al punto 4.5.4	X	
2	le pareti strutturali sono continue da fondazione a sommità dell'edificio	X	
3	nessuna altezza di interpiano è superiore a 3.5 metri	X	
4	la planimetria dell'edificio è inscritibile in un rettangolo con rapporti tra lato minore e lato maggiore non inferiore a 1/3	X	
5	il carico variabile per i solai non è superiore a 3.00 kN/m ²	X	
Condizioni per carichi sismici (punto 7.8.1.9 NTC 2008)		SI	NO
6	l'edificio è regolare in pianta ed in elevazione	X	
7	tutte le pareti strutturali sono continue da fondazione a sommità dell'edificio	X	
8	sono presenti, nelle due direzioni principali del sisma, almeno due sistemi di pareti di lunghezza complessiva, al netto delle aperture, ciascuno non inferiore al 50% della dimensione dell'edificio nella medesima direzione e con distanza reciproca non inferiore al 75% della dimensione ortogonale	X	
9	il 75% dei carichi verticali è portato da pareti resistenti alle azioni sismiche	X	
10	l'interasse massimo tra le pareti è inferiore ai valori previsti da normativa (7 m)	X	

Tabella 9 – Condizioni per la verifica semplificata del locale tecnico – gruppo elettrogeno in progetto alle azioni statiche e sismiche.

Verifica semplificata per carichi verticali – azioni statiche

Ver. (S/N)	Analisi	Ap (m ²)	ApX' (m ²)	Par.X' (%)	Par.lim.X' (%)	ApY' (m ²)	Par.Y' (%)	Par.lim.Y' (%)	Sigma (MPa)	S max (MPa)
Sì	Piano nr. 1	36.00	3.00	8.33	4.00	3.00	8.33	4.00	0.12	1.26

Verifica semplificata per azioni sismiche

Ver. (S/N)	Analisi	Ap (m ²)	ApX' (m ²)	Par.X' (%)	Par.lim.X' (%)	ApY' (m ²)	Par.Y' (%)	Par.lim.Y' (%)	Sigma (MPa)	S max (MPa)
Sì	Piano nr. 1	36.00	3.00	8.33	4.00	3.00	8.33	4.00	0.16	0.66

Tabella 10 – Verifica parametri tabella 7.8.III delle N.T.C.-2008 e tensioni di piano.

EDIFICIO VERIFICATO AI CARICHI STATICI E SISMICI

5.8.2 Predimensionamento dei solai in laterocemento

Nel presente paragrafo e nei successivi vengono riportati i calcoli di predimensionamento e verifica relativi al solaio del locale tecnico disidratazione fanghi, nonché il dimensionamento e la verifica strutturale dei principali elementi orizzontali e verticali in c.c.a. progettualmente previsti (cordoli in c.a. e platea di fondazione).

Il solaio sarà costituito da un'unica campata di luce pari a 5,50 m, con orditura parallela alla dimensione longitudinale (maggiore) dell'edificio. Il solaio verrà realizzato con travetti prefabbricati tralicciati, blocchi di alleggerimento in laterizio e successiva soletta collaborante di spessore pari a 5 cm in c.a. gettato in opera, armata con rete elettrosaldata Ø 6/20x20, per un'altezza complessiva pari a cm 25 (20 laterizio + 5 soletta).

I blocchi di alleggerimento in laterizio dovranno essere di tipo "A" (solo alleggerimento) o "B" (collaboranti) e prodotti ai sensi del D.M. 14.01.2008, delle norme UNI 9730, UNI EN 15037 e della Circolare n. 617/2009 con le seguenti caratteristiche meccaniche:

Resistenza caratteristica minima a compressione dei blocchi:

- $\geq 15 \text{ N/mm}^2$ nella direzione dei fori;
- $\geq 7 \text{ N/mm}^2$ nella direzione trasversale ai fori.

Resistenza caratteristica minima a trazione per flessione (su listello): $\geq 7 \text{ N/mm}^2$.

Per quanto concerne, invece, i travetti prefabbricati, questi dovranno essere prodotti in conformità al *paragrafo 11.8 del D.M. 14.01.2008* e secondo quanto riportato sugli elaborati grafici facenti parte del progetto strutturale.

Ai fini del predimensionamento del solaio in argomento, nonché della verifica dei cordoli di coronamento perimetrale, si riporta qui di seguito, con riferimento al *Capitolo 3 del D.M. 14.01.2008*, l'analisi dei carichi assunti e da assumere alla base dei calcoli da parte del produttore degli elementi prefabbricati (travetti e pignatte):

SOLAIO COPERTURA LOCALI TECNICI:

- carico permanente strutturale dovuto al peso proprio del solaio: $3,2 \text{ kN/m}^2$;
- carico permanente non strutturale (portato) assunto pari a $3,0 \text{ kN/m}^2$;
- sovraccarico variabile: $0,5 \text{ kN/m}^2$ (*cat. H3, tab. 3.III, D.M. 14.01.2008*).

I calcoli e le verifiche sono stati eseguiti applicando il metodo agli *Stati Limite Ultimi*, secondo le combinazioni delle azioni di cui al *paragrafo 2.6* del citato decreto ministeriale.

In relazione alle condizioni di esercizio (*Stati Limite di Esercizio*) e con riferimento alla combinazione delle azioni caratteristica di cui al *paragrafo 2.5.3 del D.M. 14.01.2008*,

sono state, infine, sviluppate le verifiche delle deformazioni massime (freccia elastica) e sulla limitazione delle tensioni nei materiali in esercizio.

Si riportano, quindi, nel seguito i calcoli di predimensionamento relativi al locale tecnico di dimensioni in pianta maggiori. I risultati relativi al predimensionamento e preverifica strutturale del solaio relativi al predetto locale tecnico sono, pertanto, da ritenersi validi e congruenti anche per i restanti locali tecnici e di servizio progettualmente previsti. Si evidenzia, in ogni caso, che il predimensionamento redatto e riportato nella presente relazione e dovrà essere oggetto di aggiornamento a cura del prefabbricatore sulla base dei travetti effettivamente forniti e utilizzati per la realizzazione dei solai. **Sarà, infatti, fatto obbligo all'impresa esecutrice, ovvero alla ditta fornitrice, di esibire alla Direzione Lavori, prima dell'accettazione della fornitura, specifica relazione di calcolo di dimensionamento degli elementi prefabbricati effettivamente individuati, che illustri, tra l'altro, anche le loro modalità di posa in opera. Dovranno contestualmente essere esibiti gli schemi esecutivi del solaio e dei ferri d'armatura dei travetti. In ultimo dovranno essere resi disponibili il certificato relativo alla produzione in serie di manufatti prefabbricati o certificazione CE, oltre ai certificati di prova sui materiali e a quanto specificatamente previsto al capitolo 11 delle N.T.C.-2008 al quale si rimanda integralmente.**

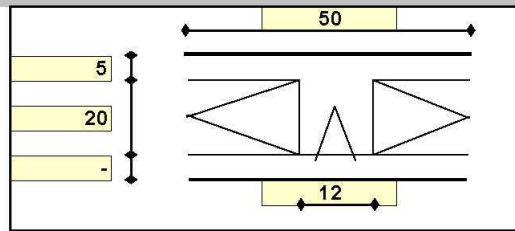
Solaio locale tecnico disidratazione fanghi

Geometria

Misure in centimetri

Tipo di solaio

Con blocchi in LATERIZIO



Controllo limiti geometrici

Luce massima consigliata (snellezza 25) (m)
Larghezza dei blocchi calcolata (cm)
Larghezza max dei blocchi in laterizio (cm)
Larghezza min. nervature per blocchi in laterizio (cm)
Interasse max nervature per blocchi in laterizio (cm)

L max	6.25
Largh.	38
Largh.	52
b min	8
i max	75

Luci e carichi

Luci (m)
Peso proprio solaio calcolato (daN/mq.)
Peso proprio solaio adottato (daN/mq.)
Sovr. perm. compiutamente definiti (daN/mq.)
Sovr. perm. non-compiutamente definiti (daN/mq.)
Sovr. variabili (daN/mq.)
Carichi totali (daN/m)

L	5.50
p.p. calc	325
p.p.	325
g1	300
g2	0
q	50
tot	675

Momento d'incastro negativo alle due estremità

x sx	48	48	x dx
Mg1 sx	-197	-197	Mg1 dx
Mg2 sx	-0	-0	Mg2 dx
Mq sx	-16	-16	Mq dx
Mtot sx	-213	-213	Mtot dx

Categoria del carico variabile

Cat. H Coperture

ψ_0	0.0
ψ_1	0.0
ψ_2	0.0

Coefficienti parziali sulle azioni

γ_{g1}	1.0	1.3
γ_{g2}	0.0	1.5
γ_q	0.0	1.5

Interasse nervature (m)

i 0.50

1: COMBINAZIONE ULTIMA

Momenti Max - per nervatura
Momenti Max + per nervatura
Tagli dx Max per nervatura
Tagli sx Max per nervatura
Reazioni Max per nervatura
Reazioni Max per fascia di un metro

-280	-280
1398	
1220	1220
1220	1220
2441	2441

2: COMBINAZIONE RARA

Momenti Max - per nervatura
Momenti Max + per nervatura
Tagli dx Max per nervatura
Tagli sx Max per nervatura
Reazioni Max per nervatura
Reazioni Max per fascia di un metro

-213	-213
1063	
928	928
928	928
1856	1856

3: COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

Momenti Max - per nervatura
Momenti Max + per nervatura
Tagli dx Max per nervatura
Tagli sx Max per nervatura
Reazioni Max per nervatura
Reazioni Max per fascia di un metro

-197	-197
985	
859	859
859	859
1719	1719

4: COMBINAZIONE FREQUENTE				
Momenti Max - per nervatura		-197		-197
Momenti Max + per nervatura		985		
Tagli dx Max per nervatura		859		
Tagli sx Max per nervatura			859	
Reazioni Max per nervatura		859		859
Reazioni Max per fascia di un metro		1719		1719
←				
Materiali				
Calcestruzzo	Classe	C25/30		
Acciaio	Tipo	B450C		
Dati geometrici				
Diametro delle barre longitudinali superiori (mm)	φ	12		12
Diametro delle barre longitudinali inferiori (mm)	φ	12		12
Armatura costante superiore				
g) rete ø6/20"x20" collaborante ovunque	φ	n.	n.	c
	ø6	2.5		2.00
	CampSup	0.71		
	ø6	2.5	2.5	2.00
	AppSup	0.71	0.71	
Armatura costante inferiore				
f) 3ø5 ogni nerv. collaboranti solo in campata	φ	3		2.00
	CampInf	0.59		
	-	-	-	2.00
	AppInf	-	-	
Ricoprimento di calcestruzzo sulle barre (cm)	c	2.0		2.0
Copriferro di calcolo (cm)	h'	2.6		2.6
Spessore solaio (cm)	H	25		25
Larghezza nervature (cm)	b	12		12
Altezza utile (cm)	d	22.4		22.4
←				
g) rete ø6/20"x20" collaborante ovunque				
Armatura appoggi		2.5ø6	2.5ø6	
		0ø12	0ø12	
		1ø12	1ø12	
f) 3ø5 ogni nerv. collaboranti solo in campata		0ø0	0ø0	
Momento sollecitante (daN*m)	Med	280	280	
Momento resistente (daN*m)	Mrd	588	588	
indice di verifica	f	2.10	2.10	
Asse neutro (cm)	xc	3	3	
Sforzo acciaio (daN/cm ²)	σ.s	3913	3913	
Sforzo calcestruzzo (daN/cm ²)	σ.c	-129.2	-129.2	
Deformazione acciaio	ε.s	1.000%	1.000%	
Deformazione calcestruzzo	ε.c	-0.142%	-0.142%	
Campo di rottura	n.	2	2	
Ridistribuzione massima consentita	1-δ	0%	0%	
Controllo ridistribuzione	1-δ	si	si	
g) rete ø6/20"x20" collaborante ovunque				
Armatura campate		2.5ø6		
		0ø12		
		2ø12		
f) 3ø5 ogni nerv. collaboranti solo in campata		3ø5		
Momento sollecitante (daN*m)	Med	1398		
Momento resistente (daN*m)	Mrd	2380		
indice di verifica	f	1.70		
Asse neutro (cm)	xc	3		
Sforzo acciaio (daN/cm ²)	σ.s	3913		
Sforzo calcestruzzo (daN/cm ²)	σ.c	-130.4		
Deformazione acciaio	ε.s	1.000%		
Deformazione calcestruzzo	ε.c	-0.145%		
Campo di rottura	n.	2		

Armatura minima sugli appoggi alle due estremità

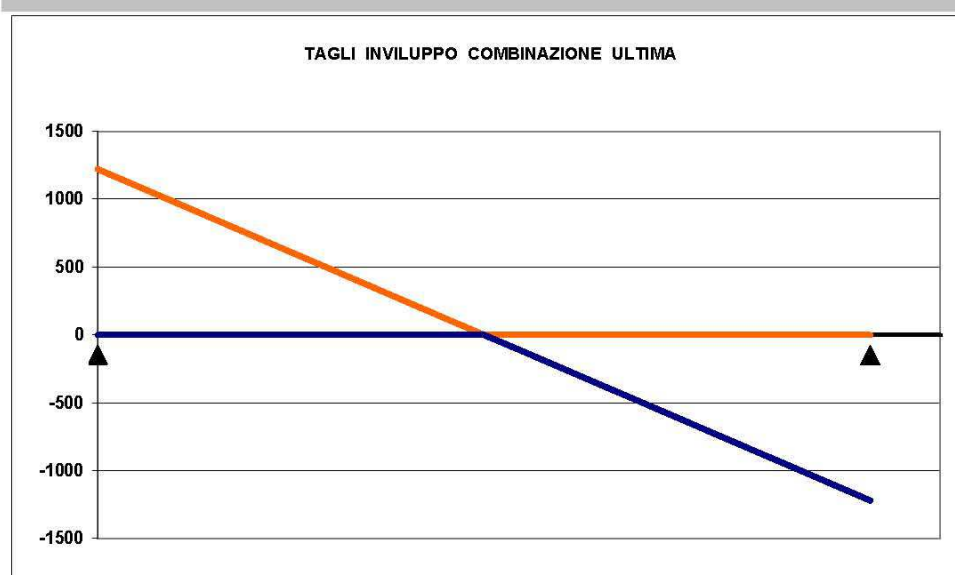
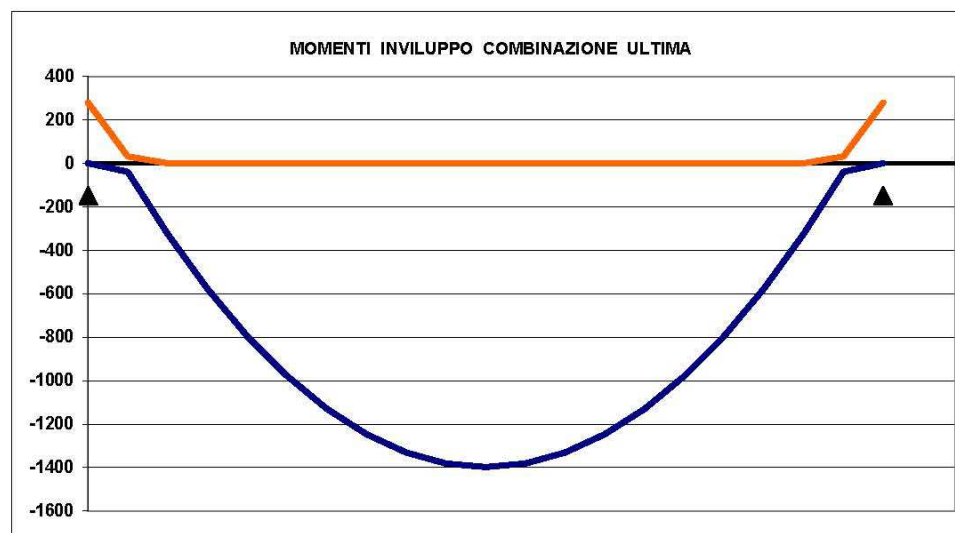
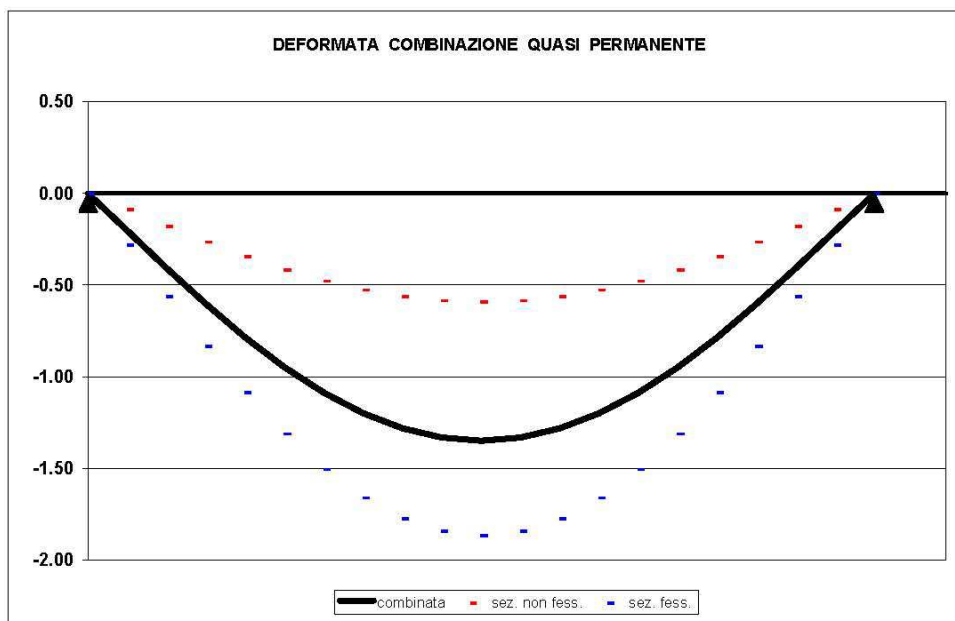
c) $-1/36 \text{ pl}^2$

Armatura minima in campata

e) $+1/8 \text{ pl}^2$

←				
controllo armatura minima scelta: $-1/36 \text{ pl}^2$				
Armatura appoggi		si	si	c
	ϕ	n.	n.	
	$\phi 6$	2.5	2.5	2.0
	sup. $\phi 12$	1	1	2.0
	inf. $\phi 12$	1	1	2.0
←				
1: VERIFICHE IN COMBINAZIONE ULTIMA				
Momento sollecitante (daN*m)	Med	280	280	
Momento resistente (daN*m)	Mrd	1482	1482	
indice di verifica	f	5.30	5.30	
Asse neutro (cm)	xc	4	4	
Sforzo acciaio (daN/cm ²)	σ_s	3913	3913	
Sforzo calcestruzzo (daN/cm ²)	σ_c	-141.1	-141.1	
Deformazione acciaio	ϵ_s	1.000%	1.000%	
Deformazione calcestruzzo	ϵ_c	-0.228%	-0.228%	
Campo di rottura	n.	2	2	
Ridistribuzione massima consentita	1- δ	0%	0%	
Controllo ridistribuzione	1- δ	si	si	
2: VERIFICHE IN COMBINAZIONE RARA				
	σ_s limite	3600	3600	
	σ_s	579	579	
indice di verifica lato acciaio	f	6.22	6.22	
	σ_c limite	149.4	149.4	
	σ_c	19.1	19.1	
indice di verifica lato cls	f	7.82	7.82	
3: VERIFICHE IN COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE				
	σ_c limite	112.1	112.1	
	σ_c	17.7	17.7	
indice di verifica lato cls	f	6.34	6.34	
←				
Armatura campate	ϕ	n.		c
	$\phi 6$	2.5		2.0
	sup. $\phi 12$	-		2.0
	inf. $\phi 12$	2		2.0
	$\phi 5$	3		2.0
controllo armatura minima scelta: $+1/8 \text{ pl}^2$				
1: VERIFICHE IN COMBINAZIONE ULTIMA				
Momento sollecitante (daN*m)	Med	1398		
Momento resistente (daN*m)	Mrd	2391		
indice di verifica	f	1.71		
Asse neutro (cm)	xc	3		
Sforzo acciaio (daN/cm ²)	σ_s	3913		
Sforzo calcestruzzo (daN/cm ²)	σ_c	-130.0		
Deformazione acciaio	ϵ_s	1.000%		
Deformazione calcestruzzo	ϵ_c	-0.144%		
Campo di rottura	n.	2		
2: VERIFICHE IN COMBINAZIONE RARA				
	y	5.30		
	Jci	15222		
	σ_s limite	3600		
	σ_s	1802		
indice di verifica lato acciaio	f	2.00		
	σ_c limite	149.4		
	σ_c	37.0		
indice di verifica lato cls	f	4.03		
3: VERIFICHE IN COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE				

	y	5.30	
	Jci	15222	
	σ_c limite	112.1	
	σ_c	34.3	
indice di verifica lato cls	f	3.27	
	σ_s	1669	
4: VERIFICHE IN COMBINAZIONE FREQUENTE	σ_s	1669	
Verifiche a taglio			
1: con fasce piene			
Tagli resistenti sx (daN)	VRd	1273	
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d1	-	
Tagli resistenti dx (daN)	VRd	1273	
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d2	-	
2: con fasce piene e barre longitudinali tese			
	ϕ	n.	n.
	$\phi 6$	2.5	2.5
sup.	$\phi 12$	1	1
inf.	$\phi 12$	1	1
	-	-	-
Tagli resistenti sx (daN)	VRd	1614	
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d1	-	
Tagli resistenti dx (daN)	VRd	1614	
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d2	-	
Verifiche di fessurazione			
CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE			
Appoggi			
diametro armature superiori	ϕ	12	12
combinazione frequente	σ_s	536	536
comb. frequente CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE	f	3.33	3.33
combinazione quasi permanente	σ_s	536	536
comb. quasi perm. CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE	f	2.67	2.67
Campate			
diametro armature inferiori	ϕ	12	
combinazione frequente	σ_s	1669	
comb. frequente CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE	f	3.22	
combinazione quasi permanente	σ_s	1669	
comb. quasi perm. CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE	f	2.57	
Verifiche di snellezza			
	ρ	0.58%	
	ρ'	0.14%	
	λ limite tab	20	
	K	1	
	λ limite calc	28.8	
	λ limite	23.1	
	λ	22.0	
indice di verifica	f	1.05	
Verifiche di deformabilità			
PER L'ASPETTO E LA FUNZIONALITA'			
Coefficiente di viscosità (11.2.10.7)	$\phi(\text{inf})$	2	
Freccia massima sez. non-fessurata (cm)	f max	0.59	
Freccia massima sez. fessurata (cm)	f max	1.87	
Freccia massima combinata (cm)	f max	1.35	
Freccia limite (cm)	f lim	2.20	
indice di verifica	f	1.63	



5.8.3 Verifica dei cordoli intermedi e perimetrali in c.c.a.

La verifica strutturale dei cordoli del solaio intermedi e perimetrali è stata eseguita con riferimento alle combinazioni di carico e ai metodi di calcolo indicati ai *paragrafi 4.5 e 4.7* della presente relazione. In particolare è stata svolta la verifica nei confronti delle sollecitazioni torcenti trasmesse dal solaio con riferimento alla combinazione “fondamentale” di Stato limite ultimo e ai metodi di calcolo indicati al *paragrafo 4.7* della presente relazione. Con riferimento al *paragrafo 4.1.2.1.4 del D.M. 14.01.2008* la verifica di resistenza a Torsione a Stato Limite Ultimo consiste nel controllare che:

$$T_{Rd} \geq T_{Ed}$$

dove T_{Ed} è il valore di calcolo del momento torcente agente.

Per elementi prismatici sottoposti a torsione semplice o combinata con altre sollecitazioni, che abbiano sezione piena o cava, lo schema resistente è costituito da un traliccio periferico in cui gli sforzi di trazione sono affidati alle armature longitudinali e trasversali ivi contenute e gli sforzi di compressione sono affidati alle bielle di calcestruzzo.

Con riferimento, quindi, al calcestruzzo la resistenza si calcola con:

$$T_{Rcd} = 2 \cdot A \cdot t \cdot f_{cd}' \cdot \operatorname{ctg} \theta / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)$$

dove t è lo spessore della sezione cava; per sezioni piene $t = A_c/u$ dove A_c è l'area della sezione ed u è il suo corrispondente perimetro; t deve essere assunta comunque ≥ 2 volte la distanza fra il bordo e il centro dell'armatura longitudinale.

Le armature longitudinali e trasversali del traliccio resistente devono essere poste entro lo spessore t del profilo periferico. Le barre longitudinali possono essere distribuite lungo detto profilo, ma comunque una barra deve essere presente su tutti i suoi spigoli.

Con riferimento alle staffe trasversali la resistenza si calcola, invece, con la seguente espressione:

$$T_{Rsd} = 2 \cdot A \cdot \frac{A_s}{s} \cdot f_{yd} \cdot \operatorname{ctg} \theta$$

Mentre con riferimento alle staffe trasversali la resistenza si calcola, con la seguente espressione:

$$T_{Rld} = 2 \cdot A \cdot \frac{\sum A_l}{u_m} \cdot f_{yd} / \operatorname{ctg} \theta$$

In cui si è posto:

- A = area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico;
- A_s = area delle staffe;
- u_m = perimetro medio del nucleo resistente;
- s = passo delle staffe;
- $\sum A_l$ = area complessiva delle barre longitudinali.

L'inclinazione delle bielle compresse di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$0,4 \leq \text{ctg} \theta \leq 2,5$$

Entro questi limiti, nel caso di torsione pura, può porsi $\text{ctg} \theta = (a_l / a_s)^{1/2}$ con:

- $a_l = \sum A_l / u_m$;
- $a_s = A_s / s$.

La resistenza alla torsione della trave è, quindi, la minore delle tre sopra definite:

$$T_{Rd} = \min (T_{Rcd}, T_{Rsd}, T_{Rld})$$

In presenza di sollecitazioni composte di torsione, e/o flessione e/o sforzo normale le armature longitudinali calcolate come sopra indicato per la resistenza nei riguardi della sollecitazione torcente devono essere aggiunte a quelle calcolate nei riguardi delle verifiche per flessione. Si applicano, inoltre, le seguenti regole costruttive:

- nella zona tesa all'armatura longitudinale richiesta dalla sollecitazione di flessione e sforzo normale, deve essere aggiunta l'armatura richiesta dalla torsione;
- nella zona compressa, se la tensione di trazione dovuta alla torsione è minore della tensione di compressione nel calcestruzzo dovuta alla flessione e allo sforzo normale, non è necessaria armatura longitudinale aggiuntiva per torsione.

In relazione ai risultati di calcolo del solaio e ai momenti flettenti sollecitanti viene, quindi, nel seguito riportata la verifica del cordolo intermedio maggiormente sollecitato, "C2" (di dimensioni cm 40x25), ritenendo, in tal senso, l'armatura calcolata per tale cordolo adatta e compatibile per tutti i restanti cordoli dell'edificio. Il calcolo specifico per i restanti cordoli e le armature di dettaglio verranno, in tal senso sviluppate in fase di progettazione esecutiva.

Per i dettagli e gli schemi delle armature si rimanda agli specifici elaborati grafici allegati al progetto.

DATI

Altezza sezione	H	0.25	m
Larghezza base sezione	B	0.40	m
Larghezza anima	b	0.40	m
Altezza ala	h	0.25	m
Area sezione	A	0.10	mq
Classe di esposizione ambientale		XC1	/
Copriferro minimo	c_{min}	30	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0.03	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	40	mm
Altezza utile	d	0.22	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\epsilon_c = \epsilon_{cu}$	-0.0035	/
Coefficiente di riempimento (per $\epsilon_c = 3,5\text{‰}$)	β_1	0.810	/
Coefficiente di posizione (per $\epsilon_c = 3,5\text{‰}$)	β_2	0.416	/
Momento torcente sollecitante SLU	T_{sd}	5.6	kNm
Taglio agente SLU	V_{sd}	24.4	kN

MATERIALI

Conglomerato cementizio a prestazione garantita conforme alla EN 206-1 e alla UNI EN 11104			
Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28 giorni	R_{ck}	30.0	N/mm^2
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28 giorni	f_{ck}	25.0	N/mm^2
Resistenza media cilindrica a compressione	f_{cm}	33.0	N/mm^2
Modulo elastico	E_{cm}	31476	N/mm^2
Modulo elastico di calcolo	E_{cd}	26230	N/mm^2
Coeff. di Poisson calcestruzzo non fessurato	H	0.2	
Coeff. di Poisson calcestruzzo fessurato	H	0	
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1.5	
Coefficiente per le resistenze di lunga durata	H_{cc}	0.85	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14.2	N/mm^2
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14167	kN/m^2
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2.56	N/mm^2
Valore medio della resistenza a trazione per flessione	f_{ctm}	3.08	N/mm^2
	$f_{ctk,0.05}$	1.80	N/mm^2
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.20	N/mm^2
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1196983	N/m^2
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	25.0	N/mm^2
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	25000000	N/m^2
Acciaio B450C conforme alla UNI EN ISO 9001:2000 e UNI EN ISO 15630-1:			
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm^2
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540000	kN/m^2
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm^2
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450000	kN/m^2
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm^2
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1.15	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391	N/mm^2
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391000	kN/m^2
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450	N/mm^2
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450000	kN/m^2

VERIFICA A TORSIONE			
Area racchiusa dalla fibra media del profilo d'armatura periferico	A	0.078	m ²
Area della sezione in calcestruzzo	A _c	0.100	m ²
Perimetro sezione in calcestruzzo	u	1300	mm
Perimetro medio del nucleo resistente	u _m	1060	mm
Diametro ferri armatura longitudinale superiori	Φ	16	mm
Numero ferri armatura longitudinale superiori	n	3	/
Diametro ferri armatura longitudinale inferiori	Φ	16	mm
Numero ferri armatura longitudinale inferiori	n	3	/
Area armatura longitudinale in zona tesa	A _l	603	mm ²
Area armatura longitudinale in zona compressa	A' _l	603	mm ²
Area totale armatura longitudinale	A _{l,tot}	1206	mm ²
Rapporto geometrico armatura minima longitudinale in zona tesa	ρ _{min}	0.00311	/
Rapporto geometrico armatura prevista in zona tesa	ρ	0.00603	/
Verifica rapporto geometrico armatura minima in zona tesa	ρ > (1.4/f _{yk})	VERIFICATO	
Armatura longitudinale minima da normativa in zona tesa	A _{s,min}	130	mm ²
Diametro ferri armatura trasversale	Φ	8	mm
Numero bracci	n	4	/
Passo armatura trasversale	s	20	cm
Area armatura trasversale	A _{st}	1005	mm ² /m
Armatura trasversale minima da normativa	A _{st,min}	600	mm ² /m
Verifica armatura minima trasversale	A _{st} > A _{st,min}	VERIFICATO	
a _l	a _l	1.14	mm
a _s	a _s	5.02	mm
Inclinazione delle bielle compresse di calcestruzzo rispetto all'asse	Cotgθ	0.48	radianti
Resistenza di calcolo calcestruzzo	T _{Rcd}	423	kNm
Resistenza di calcolo armatura trasversale	T _{Rsd}	146	kNm
Resistenza di calcolo armatura longitudinale	T _{Rld}	33	kNm
VERIFICA A TORSIONE	T _{Rd} > T _{sd}	VERIFICATO	

5.8.4 Dimensionamento della platea di fondazione

La platea di fondazione dei locali tecnici sarà realizzata in conglomerato cementizio armato gettato in opera, con esistenza caratteristica minima R_{ck} di 30 N/mm^2 ed avrà dimensioni in pianta, per il locale di dimensioni maggiori, di $7,0 \times 7,0$ con sbordo rispetto al filo esterno dei muri perimetrali di circa 50 cm ; l'altezza della sezione sarà pari a 30 cm , in modo tale da garantire, con riferimento alle sollecitazioni trasmesse alla base della muratura, un'adeguata ripartizione dei carichi e delle pressioni sul terreno di fondazione, limitando, nel contempo, i cedimenti differenziali. A tal riguardo, si evidenzia che il piano di posa della platea sarà realizzato con preventiva bonifica del terreno di riporto esistente, per uno spessore di almeno 100 cm , la compattazione del piano e, quindi, il riempimento in misto di fiume o di cava debitamente compattato e costipato, per uno spessore di circa 40 cm e, infine, la realizzazione di sottofondazione in calcestruzzo $R_{ck} 15 \text{ N/mm}^2$ di spessore minimo pari a 20 cm . Tali accorgimenti e disposizioni operative garantiranno, quindi, la necessaria rigidità e miglioramento delle proprietà geomeccaniche del terreno di fondazione direttamente interessato dalle fondazioni dei locali tecnici con la conseguente limitazione dei cedimenti differenziali durante l'esercizio delle strutture.

5.8.5 Pressioni trasmesse al terreno di fondazione

Con riferimento ai risultati di calcolo sopra riportati sono state stimate le seguenti pressioni medie trasmesse alla platea di fondazione e, quindi, al terreno:

- Carico totale trasmesso alla base della muratura $\cong 650 \text{ kN}$
- Sviluppo lineare totale muratura portante $\cong 24,0 \text{ m}$
- Carico medio al metro lineare alla base della muratura $\cong 27,1 \text{ kN/m}$
- Peso proprio platea di fondazione $\cong 0,30 \times 1,00 \times 25,0 \cong 7,5 \text{ kN/m}$
- Carico medio lineare agente sul terreno di fondazione $\cong 34,6 \text{ kN/m}$
- Pressione media alla base della muratura a SLU $\cong 0,11 \text{ MPa}$.
- Pressione massima ripartita su $1,0 \text{ m}$ di platea $\cong 0,03 \text{ MPa}$.
- Pressione massima trasmessa al terreno di fondazione $\sigma_t \cong 50,0 \text{ kN/m}^2 \cong 0,05 \text{ MPa}$
- Pressione media trasmessa al terreno di fondazione $\sigma_t \cong 30,0 \text{ kN/m}^2 \cong 0,03 \text{ MPa}$

La pressione massima trasmessa al terreno di fondazione, considerando l'aggiunta del peso proprio della platea e ripartendo il carico lineare sulla larghezza di $1,0 \text{ m}$ della fondazione, risulta, dunque, pari a circa $50,0 \text{ kN/m}^2$, ovvero di circa $0,5 \text{ kg/cm}^2$.

5.9 Stazioni di sollevamento di Lido e Comuna

La vasche di sollevamento in frazione Lido e Comuna andranno a sostituire quelle esistenti al fine di adeguarle alla nuova portata dei collettori fognari, pari a 10 Qn. Verranno realizzate in c.c.a. gettato in opera con pianta di forma rettangolare di dimensioni nette interne pari a m 4,60 x 2,40 x 8,00 (h).

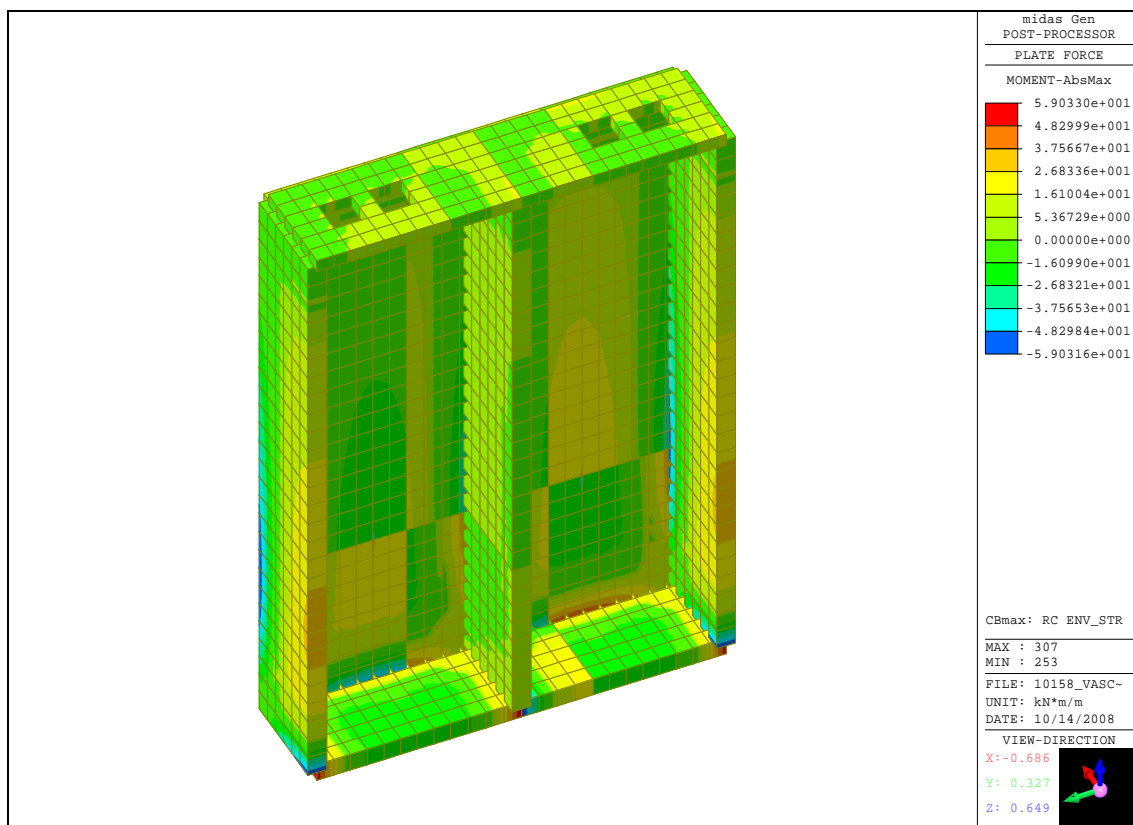
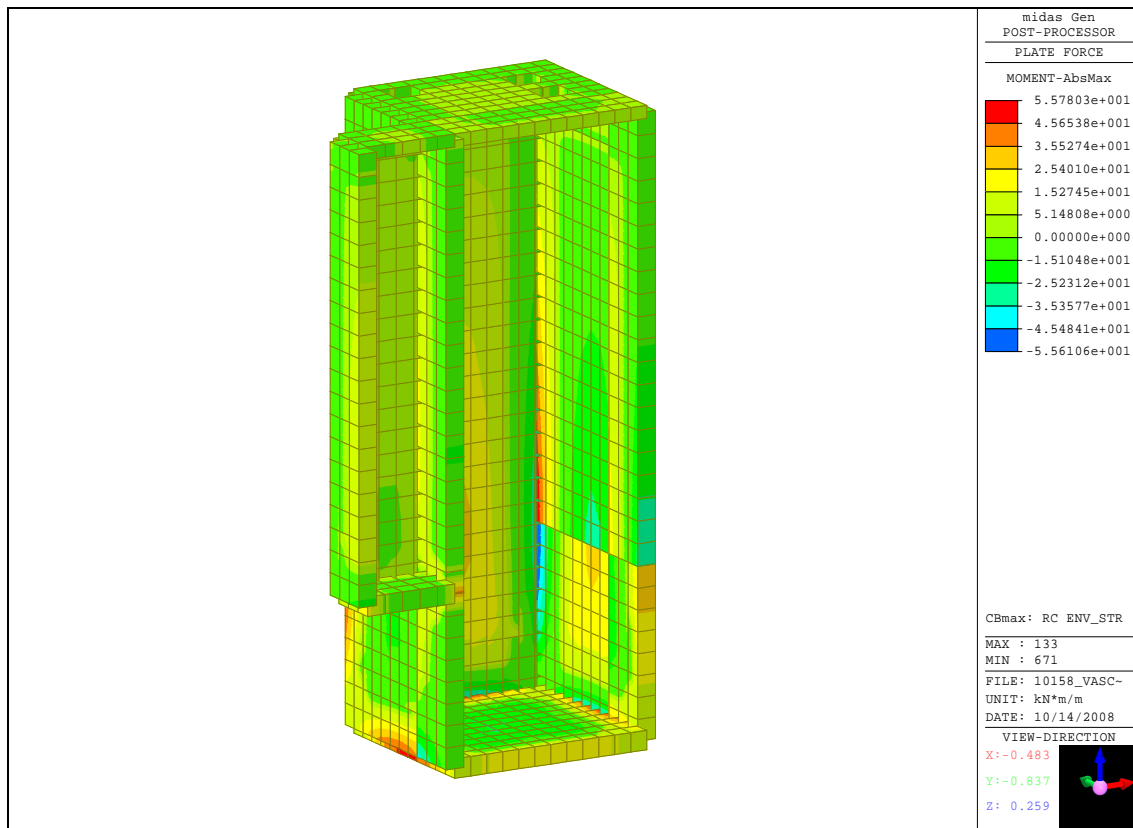
La vasche prevedono al loro interno la realizzazione di un setto divisorio in c.c.a. gettato in opera, a tutt'altezza, il quale suddividerà la vasca in due sottovasche ciascuna dotata di elettropompe sommerse a funzionamento alternato. La fondazione e le pareti e setti avranno spessore pari a 30 cm.

Le verifiche sono state condotte sia per la condizione di vasche vuote, con l'applicazione dell'azione spingente del terreno a tergo dei muri in condizioni permeabili di falda e sismiche, che in condizioni di vasche al massimo carico idrostatico di esercizio.

Per quanto riguarda la geometria di dettaglio e le sezioni strutturali dell'opera si rimanda agli specifici elaborati grafici di progetto (tavole IS1, IS2, IS3, IS4), mentre i materiali per uso strutturale e le azioni di calcolo fanno riferimento a quanto dettagliatamente riportato ai *paragrafi 3.1, 3.2, 4.3, 4.4 e 4.5* della presente relazione.

Vengono, quindi, nel seguito riportati il modello geometrico di calcolo e i principali risultati di calcolo (momento flettente, taglio e sforzo normale), con l'involuppo delle sollecitazioni di calcolo e le relative verifiche a stato limite ultimo e a stato limite di esercizio dai quali si evince come **tutte le verifiche strutturali possono ritenersi adeguatamente soddisfatte con valori di tensione nei materiali compatibili con l'uso previsto dell'opera e contenute entro il 40% di f_{ck} per il calcestruzzo ed entro l' 80% di f_{yk} per l'acciaio. Le verifiche a fessurazione risultano, altresì, soddisfatte nel rispetto dei limiti previsti da normativa per le condizioni di esercizio frequente e quasi permanente.**

MOMENTO FLETTENTE



VERIFICHE STRUTTURALI PLATEA DI FONDAZIONE ED ELEVAZIONI

DATI

Altezza sezione	h	0.3	m
Larghezza sezione	b	1.0	m
Classe di esposizione ambientale		XC4	/
Copriferro minimo	c_{min}	40	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0.04	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	40	mm
Altezza utile	d	0.26	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\epsilon_c = \epsilon_{cu}$	-0.0035	/
Coefficiente di riempimento (per $\epsilon_c = 3,5\%$)	β_1	0.810	/
Coefficiente di posizione (per $\epsilon_c = 3,5\%$)	β_2	0.416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	60.0	kNm
Taglio agente	V_{sd}	80.0	kN
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	41.0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	45.0	kNm

MATERIALI

Conglomerato cementizio a prestazione garantita conforme alla EN 206-1 e alla UNI EN 11104			
Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28 giorni	R_{ck}	40.0	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28 giorni	f_{ck}	32.0	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	f_{cm}	40.0	N/mm ²
Modulo elastico	E_{cm}	33346	N/mm ²
Modulo elastico di calcolo	E_{cd}	27788	N/mm ²
Coeff. di Poisson calcestruzzo non fessurato	ν	0.2	
Coeff. di Poisson calcestruzzo fessurato	ν	0	
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1.5	
Coefficiente per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18.1	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18133	kN/m ²
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	3.02	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione per flessione	f_{ctm}	3.63	N/mm ²
	$f_{ctk,0.05}$	2.12	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.41	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1411112	N/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	32.0	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	32000000	N/m ²
Acciaio B450C conforme alla UNI EN ISO 9001:2000 e UNI EN ISO 15630-1:			
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540000	kN/m ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450000	kN/m ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1.15	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391000	kN/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450000	kN/m ²

DIMENSIONAMENTO ARMATURE LONGITUDINALI

Risultante delle forze di compressione	C	236.8	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0.016	m
Momento resistente	M _{Rd}	60.0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0.1	/
Area minima da normativa	A _{min}	390	mm ²
Area minima richiesta	A _{s,req}	605	mm ²
Area di calcolo	A _{max}	605	mm ²
Diametro ferri disposti inferiormente - strato 1	Ø ₁	16	mm
n° di ferri disposti inferiormente - strato 1	n ₁	5	/
Diametro ferri disposti inferiormente - strato 2	Ø ₁	14	mm
n° di ferri disposti inferiormente - strato 2	n ₁	0	/
Area delle armature in zona tesa	A _s	1005	mm ²
Diametro ferri disposti superiormente - strato 1	Ø ₂	14	mm
n° di ferri disposti superiormente - strato 1	n ₁	5	/
Diametro ferri disposti superiormente - strato 2	Ø ₂	12	mm
n° di ferri disposti superiormente - strato 2	n ₁	0	/
Area delle armature in zona compressa	A' _s	770	mm ²
Scarto	(M _{Rd} - M _{sd}) ²	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A _s	1005	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A' _s	770	mm ²
Profondità dell'asse neutro	x	34	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε _c	-0.0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε _s	0.0233	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε' _s	0.0006188	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ _c	18.1	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura tesa	σ _s	391	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura compressa	σ' _s	130	N/mm ²
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-493092	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	393076	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	100016	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0.131	/
Momento resistente	M _{Rd}	99.5	kNm
Momento sollecitante	M _{sd}	60.0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	M _{Rd} > M _{sd}	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
	$\text{Cotg}\alpha$	0	radianti
Diametro ferri	Φ	10	mm
Area del ferro	A	78.5	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Passo armatura al taglio	s	20	cm
Il valore di $\text{Cotg}\theta$ deve essere compreso tra: $1 \leq \text{Cotg}\theta \leq 2,5$ ($21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)	$\text{Cotg}\theta$	2.5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	785	mm ²
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	898	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	732	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	-166	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	80.0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0.0013	/
Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di piastra)	A_{sw}/s	1300	mm ² /m
Diametro ferri	Φ	10	mm
Area del ferro	A	78.5	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	9	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	3	/
Passo armatura al taglio	s	33	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	785	mm ² /m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	15	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	5	/
Passo armatura al taglio	s	20	cm
Diametro armatura	Φ	10	mm
Area armatura	A	79	mm ²

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	300	mm
Larghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	260	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	40	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	300000	mm ²
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	33346	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm ²
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	41000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	45000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2008 cap. 11.2.10.6)	u	2600	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t_0)}$	6.30	/
Dimensione fittizia (NTC 2008 cap. 11.2.10.6)	h_0	231	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2008 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per $t_0 > 60$ giorni	$\phi(\infty, t_0)$	2.10	/
	$E_{c,eff}$	10773	N/mm ²
	n_{eff}	19.49	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1005	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A'_s	770	mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	14.4	N/mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	19.20	N/mm ²
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2008 cap. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm ²

Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t_0)}$	51	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$S_{om,x(t_0)}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$I_{om,x(t_0)}$	321250704	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t_0)}$	6.46	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t_0)}$	168	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t_0)}$	9	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t_0)}$	7.09	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t_0)}$	185	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t_0)}$	9	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t_\infty)}$	78	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x(t_\infty)}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x(t_\infty)}$	827872347	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t_\infty)}$	3.86	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t_\infty)}$	176	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t_\infty)}$	4.23	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t_\infty)}$	193	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	

VERIFICA DELLE FESSURE - circolare 2 febbraio 2009 n. 617			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	3.02	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	168	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6.30	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo definita nella circolare 2 febbraio 2009 cap. C4.1.2.2.4.6	$h_{c,ef}$	83	mm
Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	83121	mm ²
Rapporto aree	ρ_{eff}	0.012	/
Carichi di breve durata  1	k_t	0.6	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\epsilon_{sm} \geq 0,6\sigma_s/E_s$	0.00048	/
Ricoprimento dell'armatura	c	40	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	16	mm
Coeff. 1 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_1	0.8	/
Coeff. 2 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_2	0.5	/
Coeff. 3 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_3	3.4	/
Coeff. 4 (circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6)	k_4	0.425	/
Distanza massima tra le fessure	Δ_{smax}	361	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_d	0.174	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE AGGRESSIVO		$w_d \leq 0.2 \text{ mm}$	VERIFICATO

VISTI I RISULTATI SOPRA OTTENUTI SI PUÒ CONCLUDERE CHE TUTTE LE VERIFICHE
STRUTTURALI POSSONO RITENERSI ADEGUATAMENTE SODDISFATTE
CON VALORI DI TENSIONE NEI MATERIALI COMPATIBILI CON L'USO PREVISTO DELL'OPERA
E CONTENUTE ENTRO IL 40% DI f_{ck} DI PER IL CALCESTRUZZO
ED ENTRO L' 80% DI f_{yk} PER L'ACCIAIO.
LE VERIFICHE A FESSURAZIONE RISULTANO, ALTRESÌ, SODDISFATTE
NEL RISPETTO DEI LIMITI PREVISTI DA NORMATIVA
PER LE CONDIZIONI DI ESERCIZIO FREQUENTE E QUASI PERMANENTE.

5.10 Manufatti di connessione e di regolazione idraulica a minore rilevanza strutturale in c.a. e manufatti secondari in carpenteria metallica

In progetto sono, infine, previsti manufatti di connessione e di regolazione idraulica minori in c.a. gettato in opera e in c.a. prefabbricato caratterizzati da una minore rilevanza strutturale, nonché n. 3 tettoie in carpenteria metallica aventi limitata superficie in pianta e altezza fuori terra. In tal senso, relativamente ai presenti manufatti, trattandosi di opere minori, con dimensioni e geometria di limitata importanza, non sono stati effettuati calcoli di verifica specifici, ritenendo, in tal senso, più che sufficiente e consona l'assunzione di armature compatibili con le percentuali minime previste da normativa e conformi a dettagli costruttivi delle N.T.C.-2008. Si è, inoltre, fatto riferimento a comprovate esperienze costruttive assunte nella progettazione e direzione lavori di manufatti analoghi per forma, dimensioni, azioni agenti e funzionalità, caratteristici della zona irrigua in questione.

Si rimanda, pertanto, direttamente alle armature indicate negli elaborati grafici di progetto.

Per quanto riguarda la geometria e le sezioni strutturali di dette opere si rimanda agli specifici elaborati grafici di progetto. Le azioni di calcolo e il modello del terreno sono stati, invece, definiti con riferimento a quanto riportato al *capitolo 4* della presente relazione.