REGIONE VENETO

PROVINCIA DI TREVISO - COMUNE DI RIESE PIO X

MANUTENZIONE STRAORDINARIA E ADEGUAMENTO SISMICO SERBATOIO PENSILE ACQUEDOTTO IN VIA CALLALTA A RIESE PIO X (TV)

PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

OAPPC TV

ALTO TREVIGIANO SERVIZI

Stazione appaltante **Alto Trevigiano Servizi Spa**

CONCORSO DI PROGETTAZIONE - Procedura aperta in due fasi in modalità informatica - RIQUALIFICAZIONE ARCHITETTONICO AMBIENTALE DEL TORRINO PIEZOMETRICO E AMBITO ESTERNO PRESSO LA SEDE ATS A RIESE PIO X E COSTRUZIONE DI UN MODELLO APPLICABILE DIFFUSO

Materiale di proprietà di ATS Spa - materiale riservato ad uso esclusivo del concorso

Committente:

ALTO TREVIGIANO SERVIZI

SOCIETÀ A PARTECIPAZIONE PUBBLICA

SERVIZIO IDRICO INTEGRATO

ALTO TREVIGIANO SERVIZI s.r.l.
Via Schiavonesca Priula, 86 - 31044 Montebelluna (TV)
Tel. 0423 2928 - Fax. 0423 292929 - P.IVA 04163490263
E-mail: info@altotrevigianoservizi.it

Progettista:

TITOLO **RELAZIONE DI CALCOLO**

CODICE ELABORATO 20 · 020 · ST · 04

REV. 01

SCALA

REV.N	DATA	MOTIVO DELLA EMISSIONE	ESEGUITO	CONTROLLATO	APPROVATO
00	08/02/2021	Emissione			
01	14/01/2026	Aggiornamento			

La proprietà del presente elaborato è tutelata a termini di legge. E' vietata qualsiasi forma di riproduzione o di copia non autorizzata.

INDICE

1 PREMESSA 4
2 FINALITÀ DEL PROGETTO 5
3 INQUADRAMENTO GENERALE DELL'OPERA 7
3.1 DOCUMENTAZIONE MESSA A DISPOSIZIONE DAL COMMITTENTE 9
3.2 INDAGINI IN SITU 9
3.3 SISTEMA COSTRUTTIVO 9
3.3.1 FUSTO 10
3.3.2 SERBATOIO SUPERIORE 12
3.3.3 SALA MACCHINE 13
3.3.4 FONDAZIONE 13
3.4 STATO DI DEGRADO 14
3.5 RISULTATI DELLA VULNERABILITA' SISMICA 15
4 INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO 16
4.1 SISTEMA DISSIPATIVO ADAS 16
4.2 CONFINAMENTO TRAMITE CERCHIATURE ATTIVE ED ANGOLARI DEI PILASTRI 18
4.3 CONFINAMENTO TRAMITE CERCHIATURE ATTIVE DEI TRAVERSI 19
4.4 COSTRUZIONE SETTI IN C.A. AL PIANO TERRA 20
5 INTERVENTI DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA 21
5.1 RISANAMENTO STRUTTURE DEGRADATE 21
5.2 OPERE ACCESSORIE 22
6 NORMATIVA DI RIFERIMENTO 23
7 GENERALITÀ SUL METODO DI CALCOLO E ANALISI 24
8 ASPETTI GEOLOGICI E GEOMORFOLOGICI 25
8.1 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL TERRENO 25
8.2 TIPOLOGIA DI TERRENO SECONDO NTC 2018 25
8.3 CARATTERISTICHE SULLA TOPOGRAFIA SECONDO NTC 2018 26
8.4 MODELLO DI INTERAZIONE TERRENO - FONDAZIONE 26
8.5 CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO 26
9 AZIONI SULLE COSTRUZIONI 28
9.1 COMBINAZIONE DELLE AZIONI 28
9.2 ANALISI DEI CARICHI 29
9.2.1 Azione della neve 29
9.2.2 Azione del vento 29
9.2.3 Carichi permanenti e accidentali sui solai 34
9.3 DETERMINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA 34
9.3.1 Vita nominale 34
9.3.2 Classe d'uso 35
9.3.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica 35
9.3.4 Tempo di ritorno 35

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

9.3.5 Metodo di analisi e spettri elastici ... 37
10 PROPRIETÀ DEI MATERIALI ... 43
10.1 ANALISI DOCUMENTAZIONE ESISTENTE ... 43
10.1.1 Calcestruzzo ... 43
10.1.2 Acciaio per c.a. ... 43
10.2 INDAGINI IN SITU ... 43
10.2.1 Prove di rottura per compressione ... 43
10.2.2 Indagini sclerometriche ... 44
10.2.3 Indagini a ultrasuoni ... 45
10.2.4 Metodo combinato Sonreb ... 45
10.2.5 Prova di penetrazione della CO_2 ... 45
10.2.6 Prove di rottura a trazione ... 46
10.3 LIVELLO DI CONOSCENZA ... 47
10.4 PROPRIETA' DEI MATERIALI ASSUNTI NELLE VERIFICHE ... 48
10.4.1 Calcestruzzo ... 48
10.4.2 Armature ... 49
11 MODELLO NUMERICO ... 50
11.1 Analisi dinamica non lineare (time history) ... 50
11.2 Modellazione del comportamento non lineare per traversi e pilastri ... 52
11.3 Modellazione del comportamento lineare e non lineare dei controventi dissipativi ... 55
11.4 Implementazione dei setti in c.a. ... 56
11.5 Implementazione dei carichi ... 57
11.6 Massa totale della struttura ... 57
11.7 Modellazione della massa impulsive e convettiva ... 58
11.7.1 Massa impulsiva ... 58
11.7.2 Massa convettiva ... 59
11.8 Quote dei baricentri delle pressioni idrodinamiche ... 61
11.9 Modellazione ... 63
12 VERIFICHE STATICHE ... 65
12.1 VERIFICA VASCA ... 65
12.1.1 Pareti della vasca ... 65
12.1.2 Fondo vasca ... 71
12.2 VERIFICA DEL FUSTO ... 72
12.2.1 Pilastri ... 72
12.2.2 Traversi ... 78
12.2.3 Setti ... 81
12.3 VERIFICA FONDAZIONE ... 82
12.4 RIEPILOGO VERIFICHE STATICHE SLU ... 84
13 VERIFICHE SISMICHE ALLO SLV ... 85
13.1 VERIFICA ALTEZZA DELLE ONDE DI OSCILLAZIONE A PELO LIBERO ... 85
13.2 VASCA PIENA ... 86
13.2.1 Verifiche sismiche della vasca/serbatoio ... 86
13.2.2 Verifiche del fusto ... 91
13.2.3 Elementi dissipativi ... 110

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

13.2.4 Setti al piano terra 135
13.2.5 Verifica delle fondazioni 137
14 RIEPILOGO RISULTATI VERIFICHE SISMICHE ALLO SLV 143
15 VERIFICHE SISMICHE ALLO SLD 144
16 CONCLUSIONI 146

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto il progetto esecutivo di manutenzione straordinaria e adeguamento sismico del serbatoio pensile di Riese Pio X (TV) gestito da "Alto Trevigiano Servizi S.r.l.".

L'intervento si è reso necessario a seguito della verifica di vulnerabilità sismica eseguita sulla struttura (vedasi elaborato 17037-VS-000_00, datato 27/08/2018). La verifica ha fornito Indicatori di Rischio molto bassi, evidenziando una situazione di marcato pericolo nei confronti dell'azione sismica.

Dalla verifica è inoltre emerso un evidente stato di degrado della struttura con necessari interventi di manutenzione straordinaria.

La presente relazione ha lo scopo di sintetizzare i risultati derivanti dalle verifiche sismiche e statiche condotte dopo aver concluso gli interventi progettati. Allo scopo si è utilizzato un modello numerico tridimensionale agli elementi finiti, costruito sulla base della documentazione forniteci dalla Committenza, e dei risultati delle prove conoscitive, sondaggi e sopralluoghi effettuati.

Nella presente relazione vengono riportati e descritti gli interventi progettati; si riportano anche le normative di riferimento utilizzate, i carichi utilizzati nelle verifiche, le caratteristiche dei materiali, le ipotesi di calcolo assunte e dimostra le verifiche strutturali condotte.

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

2 FINALITÀ DEL PROGETTO

Il presente progetto viene realizzato al fine di aumentare l'inadeguato indice di sicurezza sismica del torrino pensile di Riese Pio X e di soddisfare i requisiti di sicurezza statica richiesti dalle nuove norme (NTC18).

La valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio allo stato di fatto è stata condotta nel 2018. Dalla "Relazione di vulnerabilità sismica", si evince che l'indice di rischio sismico della costruzione allo stato di fatto rispetto alla Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) è pari a $Ir\ (ag) = PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.22$ **e** $Ir\ (T_R) = (T_{R,CLV} / T_{R,DLV})^{0.41} = 0.265$.

Con le analisi strutturali svolte erano state riscontrate delle mancanze rispetto alla capacità portante dei pilastri e dei traversi esistenti. Nello specifico le criticità si localizzano in corrispondenza del fusto della struttura mentre le verifiche della vasca hanno portato esito positivo. L'indice di rischio simico è limitato dalla resistenza e dalla duttilità dei traversi, mentre ulteriori criticità si evidenziano nei pilastri alla base. L'analisi globale della struttura ha evidenziato, inoltre, lo sviluppo di drift di interpiano e spostamenti globali della struttura superiori ai limiti ammessi per la salvaguardia degli elementi non strutturali.

In questa relazione si descrivono le ipotesi assunte e le verifiche effettuate per la progettazione degli interventi di adeguamento sismico.

Dopo aver analizzato la struttura, si è deciso di installare sui campi del fusto dei dispositivi in grado di dissipare le azioni provocate del sisma di progetto; tali dispositivi in carpenteria metallica vengono chiamati col nome di ADAS (Added Damping and Stiffness) e sono una classe particolare di elementi dissipativi, dipendenti dallo spostamento, progettati per dissipare energia attraverso lo snervamento a flessione di piastre in acciaio. Dal punto di vista fisico sono in grado di deformarsi in campo inelastico arrivando ad una plasticizzazione uniforme dell'elemento. Questo accade grazie alla nascita di una curvatura flessionale costante quando l'elemento risulta sollecitato con una forza verticale applicata al suo estremo libero. Tali elementi solitamente sono accoppiati ad un sistema di controventi in modo che, alla dissipazione ciclica offerta dall' ADAS, sia affiancata un opportuno irrigidimento della struttura. Il sistema, quindi, permette contemporaneamente di ridurre le oscillazioni della struttura grazie alla presenza dei controventi e di diminuire la domanda di duttilità sulla struttura grazie alla dissipazione energetica offerta dalle piastre.

Per rendere il precedente intervento efficace c'è bisogno di correggere le mancanze di resistenza della struttura così da garantire la corretta attivazione dei meccanismi di rottura duttili. A tal proposito si è progettato di aumentare la resistenza a taglio e pressoflessione dei pilasti per i primi 11/12 metri sopra il solaio al P1 tramite cerchiature attive ed angolari in acciaio. Si è poi utilizzata la stessa tecnica d'intervento per aumentare la resistenza a taglio di tutti i traversi ed ottenere un'adeguata duttilità; in questo modo si attivano prima i meccanismi di rottura duttile dei traversi. Il metodo delle cerchiature attive consistente nel confinamento degli elementi tramite barre in acciaio (di spessori molto bassi) tesati prima del bloccaggio; gli angolari aiutano a diffondere per tutta l'estensione dell'elemento il confinamento. Al piano terra invece, si è previsto di creare dei setti in c.a., che sostituiscono le pareti in muratura esistenti, così da aumentare la resistenza della struttura alle forze orizzontali provocate dal sisma.

Per quanto riguarda la vasca idraulica e la fondazione, a livello strutturale, non sono necessari interventi poiché tutte le verifiche erano soddisfatte già nella vulnerabilità sismica.

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

L'importanza funzionale dell'edificio ha imposto l'adozione di tecniche di intervento avanzate, ad elevato contenuto tecnologico.

Con l'insieme di tali interventi si perviene all'adeguamento sismico dell'edificio ottenendo un indice di rischio sismico della costruzione rispetto alla Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) $\zeta_E > 1$ nel rispetto di quanto previsto dall'articolo 8.4.2. delle NTC 2018.

8.4.3. INTERVENTO DI ADEGUAMENTO

L'intervento di adeguamento della costruzione è obbligatorio quando si intenda:

a) sopraelevare la costruzione;
b) ampliare la costruzione mediante opere ad essa strutturalmente connesse e tali da alterarne significativamente la risposta;
c) apportare variazioni di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione superiori al 10%, valutati secondo la combinazione caratteristica di cui alla equazione 2.5.2 del § 2.5.3, includendo i soli carichi gravitazionali. Resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;
d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un sistema strutturale diverso dal precedente; nel caso degli edifici, effettuare interventi strutturali che trasformano il sistema strutturale mediante l'impiego di nuovi elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali complessivi riferiti ai singoli piani.
e) apportare modifiche di classe d'uso che conducano a costruzioni di classe III ad uso scolastico o di classe IV.

In ogni caso, il progetto dovrà essere riferito all'intera costruzione e dovrà riportare le verifiche dell'intera struttura post-intervento, secondo le indicazioni del presente capitolo.

Nei casi a), b) e d), per la verifica della struttura, si deve avere $\zeta_E \geq 1{,}0$. Nei casi c) ed e) si può assumere $\zeta_E \geq 0{,}80$.
Resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione.
Una variazione dell'altezza dell'edificio dovuta alla realizzazione di cordoli sommitali o a variazioni della copertura che non comportino incrementi di superficie abitabile, non è considerato ampliamento, ai sensi della condizione *a)*. In tal caso non è necessario procedere all'adeguamento, salvo che non ricorrano una o più delle condizioni di cui agli altri precedenti punti.

Figura 1 –par. 8.4.3. delle NTC18 (adeguamento sismico)

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

3 INQUADRAMENTO GENERALE DELL'OPERA

La struttura oggetto della presente relazione è situata nel Comune di Riese Pio X (TV), in ***Via Callalta n. 14/b***. In figura si identifica geograficamente l'area di pertinenza degli impianti.

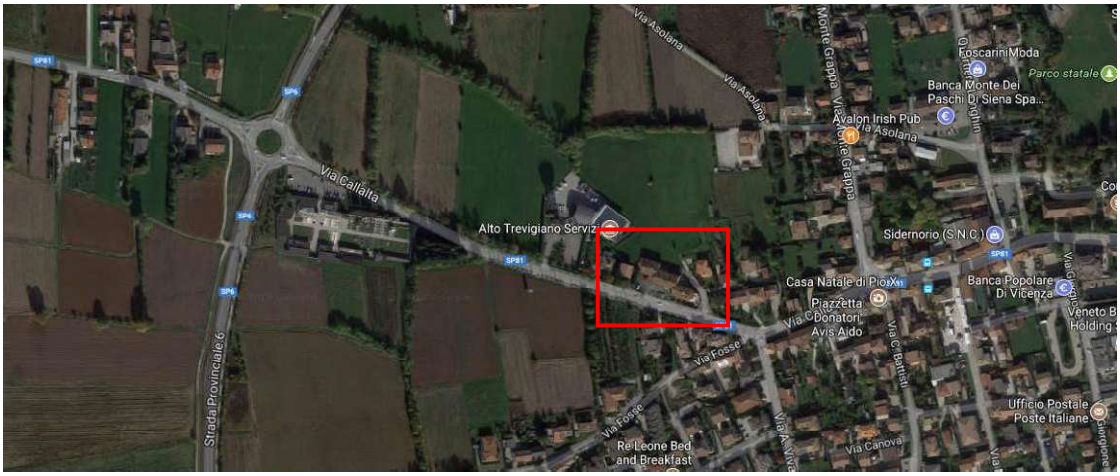


Figura 2 – Indicazione del sito del torrino di Riese Pio X

A seguire si riportano alcune foto del serbatoio pensile.



Figura 3 – Vista globale del serbatoio pensile

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com



Figura 4 – Vista della cupola di uscita in copertura



Figura 5 – Interno della sala macchine alla base

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

3.1 DOCUMENTAZIONE MESSA A DISPOSIZIONE DAL COMMITTENTE

La committenza ha messo a disposizione la documentazione esistente:
SERBATOIO DA mc 700
Committente: Consorzio Acquedotto Castellana - TV
Progettista: Dott. Ing. Gianni Oscuro di Mestre (VE)
Direttore dei Lavori: Dott. Ing. Luciano Mascellani
Collaudatore: Dott. Ing. Antonio Meloni
Impresa Costruttrice: Impresa Mirko Silvestri di Mestre (VE), via Malcontenta 32.

Il Committente ci ha fornito i seguenti documenti:

- Denuncia opere in c.a. presso il Genio Civile di Treviso in data 30.12.1972, registrato al n. 2724, composta da n. 4 elaborati e precisamente:
- Armatura delle fondazioni, elaborato 1886/1
- Armatura fusto, elaborato 1887/2,
- Armature vasca, elaborato 1888/3,
- Relazione di Calcolo a firma Ing. Gianni Oscuro.
- Certificato di Collaudo statico redatto in data 08/02/1974 dall'Ing. Antonio Meloni, n. 455 Ordine degli Ingegneri della Provincia di Padova,
- Verbale della prova di tenuta idraulica della vasca effettuata fra il 12 e il 15 di marzo 1974;
- Verbale di Collaudo Tecnico Funzionale redatto in data 10/05/1975 dall'Ing. Giovanni Maraffi.

Si è in possesso inoltre della relazione di "*Vulnerabilità Sismica*" del 09/2018.

3.2 INDAGINI IN SITU

Per la verifica di vulnerabilità eseguita era stata effettuata una campagna di prove in sito volta a controllare la corrispondenza delle geometrie, delle armature e delle caratteristiche meccaniche dei materiali, degli elementi strutturali tra il progetto depositato e ciò che è stato effettivamente realizzato. La campagna di prove è stata svolta dalla ditta EXPIN Advanced Structural Control S.r.l., con sede legale a Padova, in Via Pisacane 34.

Si rimanda alle relazioni specifiche per tutti i dettagli. All'interno dei singoli capitoli si riportano, di volta in volta, i dati necessari per le verifiche.

3.3 SISTEMA COSTRUTTIVO

Si tratta di un serbatoio pensile realizzato da una struttura portante di tipo intelaiato in cemento armato, formata da 12 pilastri di sezione quadrata. Su dei livelli intermedi si innestano delle travi perimetrali che collegano i pilastri. La capacità della vasca è di circa 700mc. La fondazione è costituita da una platea circolare con un rialzo in corrispondenza dei pilastri. Nelle immagini seguenti è riportata la geometria del serbatoio, mentre nei paragrafi successivi si riportano tutti i dettagli necessari a definire carpenteria e armatura degli elementi costruttivi, così come riportati nelle tavole di progetto e quanto emerso dalle indagini:

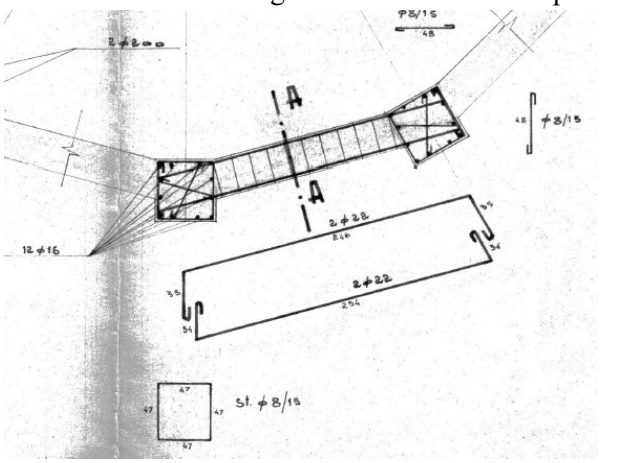
All'interno dei singoli paragrafi si riportano le informazioni contenute nei documenti di progetto, corredate con i risultati delle indagini geognostiche eseguite sugli elementi.

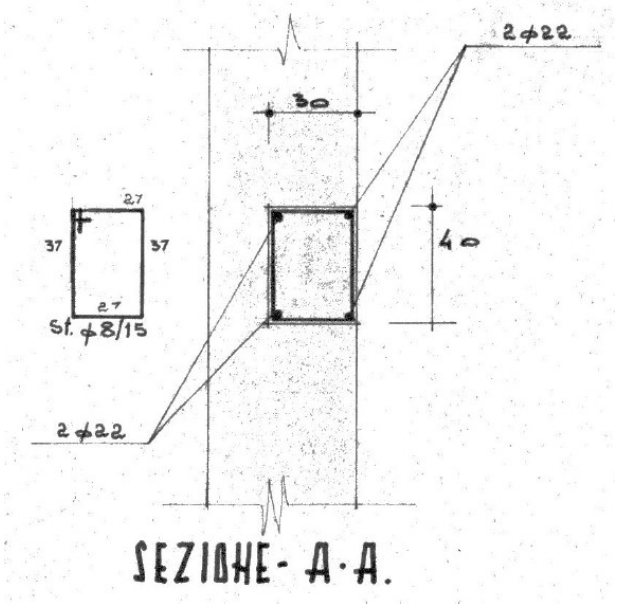
TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

3.3.1 FUSTO

Il fusto è realizzato con una struttura portante di tipo intelaiato in cemento armato, formata da 12 pilastri disposti circolarmente (diametro esterno pari a 8.50m, uno ogni 30°), e travi perimetrali a diverse quote.

Dalla fondazione al serbatoio; i pilastri hanno sezione quadrata e dimensioni pari a 50cm x 50cm mentre le travi di collegamento hanno sezione pari a 30cm x 40cm, e sono poste a 3.40m tra di loro;





Le armature da progetto originale sono:

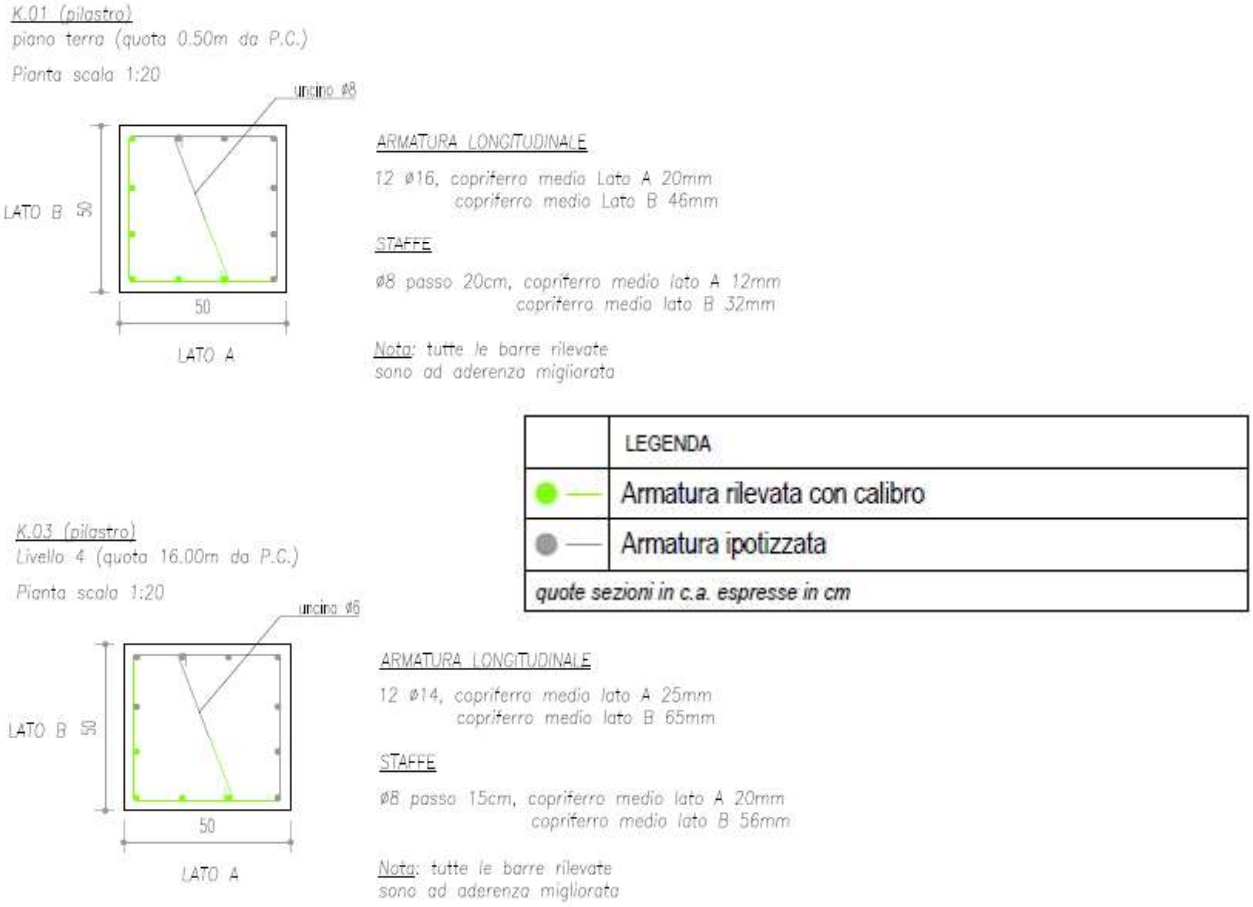
I pilastri sono armati con 12ϕ16 verticali, e staffe ϕ8/15cm e ulteriori due ganci (uno per ogni direzione), ϕ8/15.

Le travi di collegamento sono armate, da progetto, con 2ϕ22 superiori e 2ϕ22 inferiori, e staffe ϕ8/15cm.

Si riporta un estratto di quanto emerso dalle indagini:

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

SCARIFICHE PILASTRI:



Le dimensioni dei pilastri corrispondono a quanto indicato negli elaborati di progetto.
Le armature rilevate risultano differenti rispetto a quanto indicato negli elaborati di progetto:

- piano terra: ferri correnti **12ϕ16**
- livelli superiori: ferri correnti **12ϕ14** (difformità)
- staffe: **ϕ8** con passo da **15 a 20cm**.

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

SCARIFICHE TRAVERSI





Le dimensioni dei traversi corrispondono a quanto indicato negli elaborati di progetto.

Se nelle pacometrie si è ipotizzato un armo corrispondente agli elaborati di progetto (12ϕ16), differenti sono stati i risultati delle scarifiche in cui i diametri variano dal 20 – 22 – 28 mm, con staffe ϕ8 a passo 20cm.

Le armature utilizzate per le verifiche sono:

- armatura long: 2+2ϕ20
- staffe: ϕ8 a 2 bracci e passo 20cm.

3.3.2 SERBATOIO SUPERIORE

La vasca è costituita da un cilindro di raggio esterno pari a 6.75m, avente al centro un pozzo d'ispezione di raggio esterno di 0.85m. Alla base della parete esterna e della parete del pozzo si ha un raccordo triangolare di irrigidimento. L'altezza netta interna della vasca è di 5.45m, l'altezza di invaso è di 5.30m ed il franco di 15cm. Il volume utile risulta essere di circa 700mc.

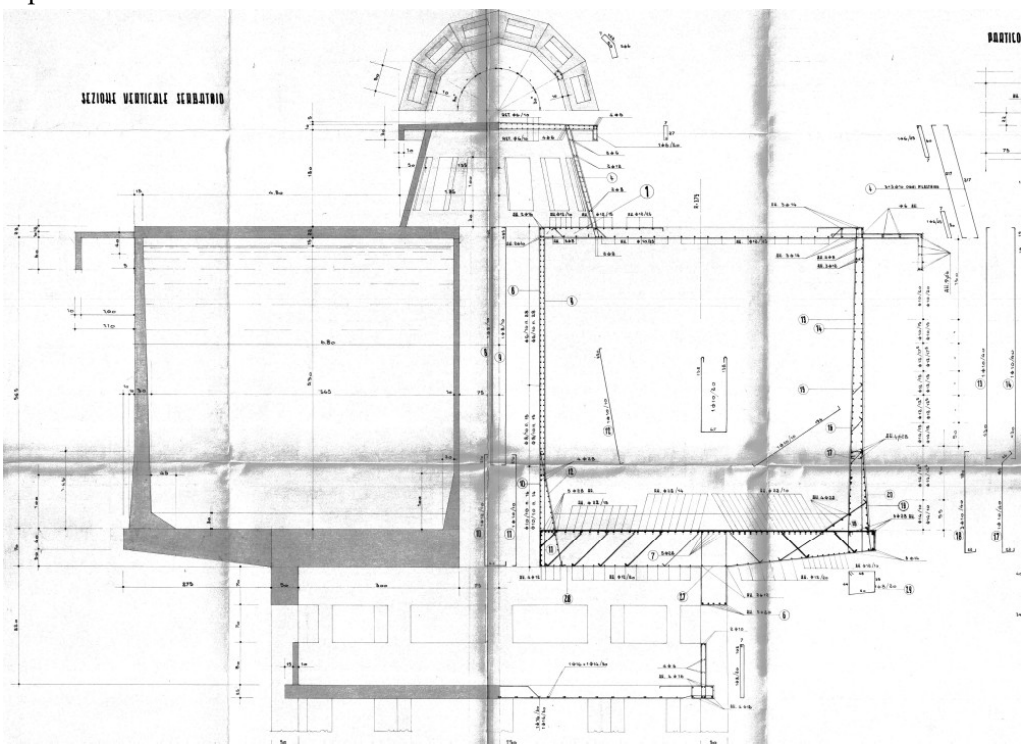
Il solaio di copertura della vasca è realizzato con soletta piena di spessore 22cm. La copertura è realizzata con una cupola conica in cemento armato, di spessore 10cm, con anello di cintura di dimensioni 30x15cm. L'angolo formato con l'orizzontale è di ca. 15°.

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

Il fondo della vasca ha spessore costante, pari a 70cm, nella zona compresa tra i pilastri di sostegno. Lo spessore si riduce andando verso l'esterno ad uno spessore di 40cm. Lungo il perimetro di appoggio del fondo vasca sui pilastri è presente una trave anulare sotto-sporgente con sezione 50x70cm.

La parete esterna della vasca ha spessore variabile in funzione dell'altezza: alla base si raggiunge uno spessore di 85cm che, entro 30cm, si riduce a 40cm per poi ridursi in sommità fino ad uno spessore di 15cm. La parete interna ha spessore pressoché costante di 10cm, esclusa l'allargamento inferiore ove raggiunge uno spessore di 30cm.

Al di sotto della vasca è presente una camera di manovra di altezza netta 2.40cm con soletta inferiore di spessore 25cm.



3.3.3 SALA MACCHINE

Non si ha a disposizione elaborati di progetto relativi al locale macchine presente al piano terra.

Dai sopralluoghi è stato possibile comprendere l'orditura del solaio di copertura del locale. Il solaio, realizzato con soletta piena di spessore pari a ca. 20-25cm, è sostenuto da due travi in c.a. sotto-sporgenti di sezione ca. 30x50cm.

Le pareti sono realizzate con muratura in blocchi di laterizio intonacati.

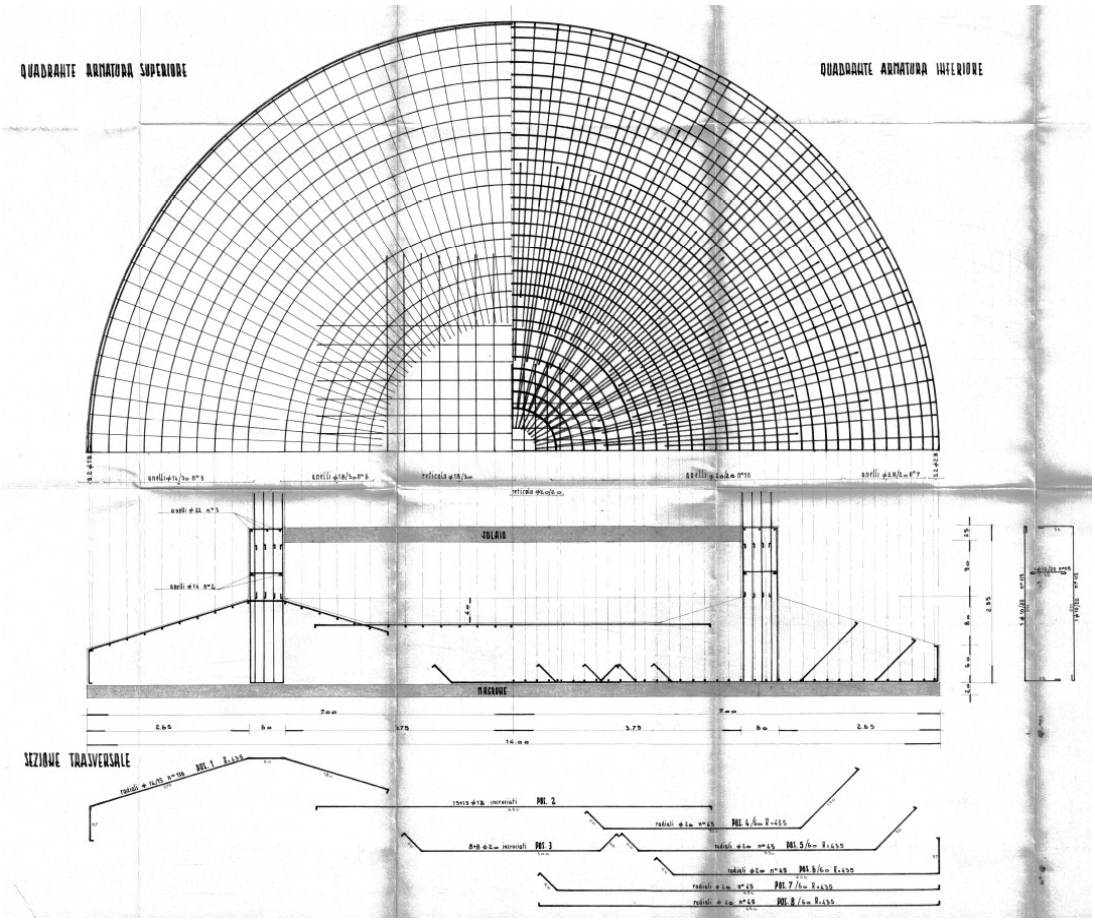
Il solaio di base della sala macchine è stato realizzato, presumibilmente, con soletta in c.a. di spessore 25cm.

3.3.4 FONDAZIONE

Il serbatoio poggia su una fondazione in calcestruzzo armato, di forma circolare, con raggio pari a 14.00m. Lo spessore è variabile è compreso tra 60cm (perimetro esterno) e 100cm (zona centrale).

Il piano di imposta della fondazione si trova a circa -2.40m dal piano campagna.

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com



3.4 STATO DI DEGRADO

Per quanto riguarda lo stato di degrado riscontrato durante i sopraluoghi, si riporta una sintesi rimandando alla "*Relazione di vulnerabilità sismica"* del 2018 per approfondimento.

Dal punto di vista strutturale si segnalano numerosi elementi con avanzato stato di degrado:

1. Pilastri e traversi del fusto: sono evidenti numerosi ferri esposti con elevato grado di corrosione causato dal distacco del copriferro e dalla presenza di nidi di ghiaia nel calcestruzzo. Tale fenomeno si riscontra in maniera puntuale su buona parte del fusto, ma con maggior evidenza alla base delle colonne sopra la copertura del locale macchine.
2. Pianerottoli intermedi: l'intradosso presenta numerosi ferri esposti a causa dello scarso spessore di copriferro.
3. Fondo vasca e fusto centrale: sono evidenti numerosi ferri esposti con elevato grado di corrosione causato dal distacco del copriferro.
4. Interno vasca: impermeabilizzazione danneggiata e distaccata in diversi punti della vasca, perdite del serbatoio in corrispondenza della ripresa di getto delle pareti esterne a circa 1.5m dal fondo vasca, esposizione diffusa con corrosione avanzata dei ferri all'intradosso inferiore della soletta di copertura.

Prima di procedere con gli interventi è necessario risanare i calcestruzzi e le armature degli elementi ammalorati.

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

3.5 RISULTATI DELLA VULNERABILITA' SISMICA

Si riportano in sintesi i risultati ottenuti dalla vulnerabilità sismica.

La vasca in quota non presentava alcuna mancanza di resistenza delle pareti laterali rispetto le pressioni esercitate dall'acqua; per quanto riguarda il fondo vasca le verifiche erano soddisfatte poiché le sollecitazioni agenti non sono cambiate negli anni; le sollecitazioni risultano confrontabili con quelle agli SLU.

Per quanto riguarda i pilastri si erano riscontrati problemi solo a pressoflessione con un rapporto di verifica pari a 0,54; la verifica a taglio era stata condotta globalmente considerando tutti i 12 pilastri e presentava un rapporto di verifica maggiore di uno.

I traversi, in combinazione sismica non risultano verificati, né a flessione, né a taglio, rispettivamente per un indice di rischio sismico pari a 0.26 e 0.22.

Gli indicatori di rischio ottenuti erano:

$PGA_{CLV} = 0.340/4.54 = 0.075g$ $\quad Ir\ (ag) = PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.22$

$PGA_{DLV} = 0.340g$

$T_{R,\,CLV} = 37anni$ $\quad Ir\ (T_R) = (T_{R,CLV} / T_{R,DLV})^{0.41} = 0.265$

$T_{R,\,DLV} = 944anni$

Una volta determinato il tempo di ritorno T_R corrispondente alla capacità della struttura, si era definito anche il tempo di intervento T_{INT} in cui dovranno essere effettuati gli interventi di adeguamento sismico. In base a quanto dichiarato nella Nota della Presidenza del Consiglio dei Ministri DPC/SISM/0083283 del 04/11/2010, il tempo di intervento, per lo SLV si calcola con la seguente formula:

$$T_{INT,SLV} = 0.105\frac{T_{R,SLV}}{Cu}$$

Noto il tempo di ritorno, si calcola inoltre la "probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento" P_{VR}, con la formula:

$$P_{VR} = 1 - e^{\left(-\frac{V_R}{T_R}\right)}$$

considerando un periodo di riferimento V_R di 100 anni. Tale valore indica la probabilità che, nel periodo di riferimento considerato, si verifichi un evento sismico di entità almeno pari al valore prefissato per lo stato limite considerato (SLV).

Nel caso specifico:

$$T_{INT,SLV} = 2anni$$

$$P_{VR} = 93\%$$

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

4 INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO

In questo capitolo si descrivono più nel dettaglio gli interventi previsti che permettono di preservare il valore e la funzionalità del bene, perseguendo le finalità di rinforzo sismico della struttura.

Ad interventi effettuati la struttura presenterà una capacità resistente e dissipativa maggiore nei confronti del sisma che le consentirà di raggiungere un indice di rischio sismico allo SLV maggiore di 1, rispettando così le la normativa tecnica vigente.

La tabella sotto riportata sintetizza gli interventi e i loro scopi.

4.1 SISTEMA DISSIPATIVO ADAS

Tra i campi creati tra i 12 pilastri ed i traversi, vengono inseriti dei sistemi di controventi a forma di "rombo" in carpenteria metallica collegati lateralmente tramite elementi ADAS a piastra. I controventi svolgono la funzione di irrigidire la struttura.

I dispositivi ADAS (Added Damping and Stiffness) sono una classe particolare di elementi dissipativi, dipendenti dallo spostamento, progettati per dissipare energia attraverso lo snervamento a flessione di piastre in acciaio. Questi dispositivi, presentano diversi vantaggi tra cui:

- Un comportamento isterico stabile;
- Insensibilità agli sbalzi termici;
- Flessibilità nella progettazione;
- Facilità di fabbricazione;
- Possibilità di essere sostituiti successivamente all' evento sismico.

Dal punto di vista fisico sono in grado di deformarsi in campo inelastico arrivando ad una plasticizzazione uniforme dell'elemento. Questo è garantito dalla nascita di una curvatura flessionale costante quando l'elemento risulta sollecitato con una forza verticale applicata al suo estremo libero. Il sistema permette di ridurre le oscillazioni della struttura grazie alla presenza dei controventi e, al contempo, di diminuire la domanda di duttilità sulla struttura grazie alla dissipazione offerta dalle piastre.

La prima applicazione è riscontrabile a San Francisco nel 1992, mentre il caso più noto, è relativo alle Twin Towers del World Trade Center a New York City dove tali dispositivi sono rimasti installati per 20 anni.

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

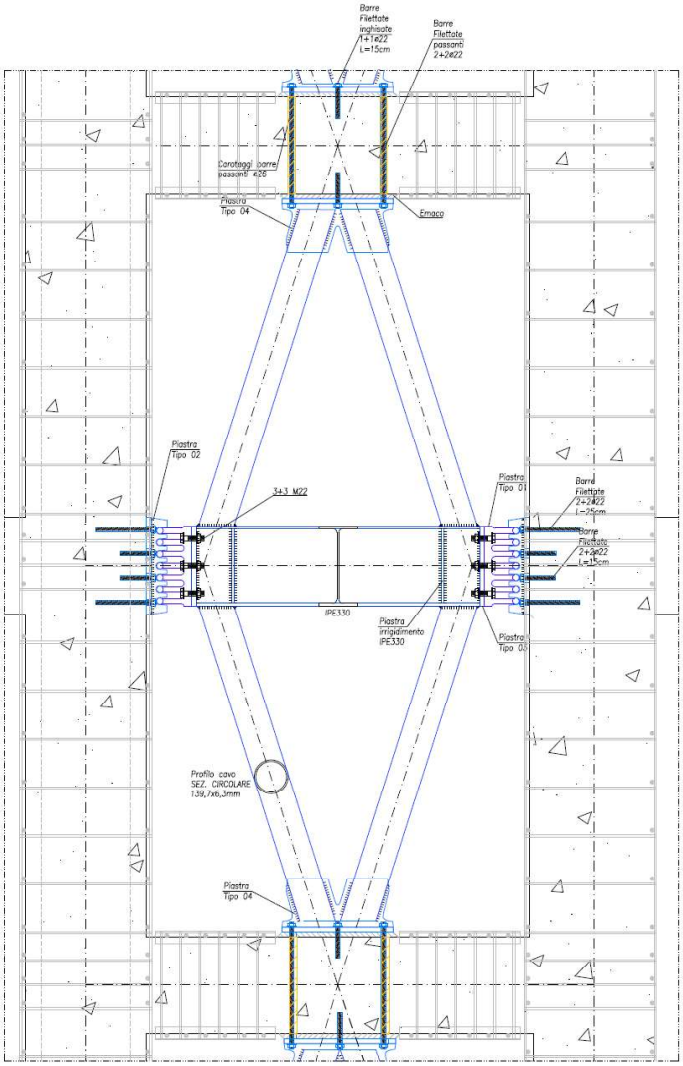


Figura 6 – sistema dissipativo in carpenteria metallica

I controventi metallici sono costituiti da profili cavi a sezione circolare per gli elementi inclinati e da sezioni IPE330 per il traverso centrale. L'elemento a rombo è collegato alla struttura tramite piastre inghisate al c.a. e piatti saldati ai tubolari.

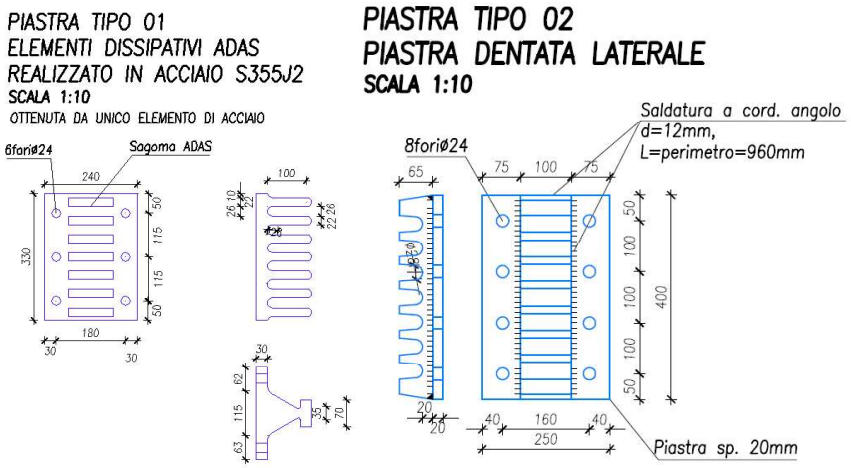


Figura 7 – dettaglio piastre e ADAS

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

Da quanto si può notare dalle immagini sopra riportate la struttura metallica viene resa solidare alla struttura in c.a. tramite inghisaggi.

La piastre tipo 01 è ottenuta tramite lavorazione al tornio da un unico elemento di acciaio per poter garantire il corretto funzionamento degli elementi dissipativi.

4.2 CONFINAMENTO TRAMITE CERCHIATURE ATTIVE ED ANGOLARI DEI PILASTRI

Si prevede la cerchiatura dei pilastri esistenti mediante l'applicazione di tirantature diffuse realizzate con cuciture metalliche strutturali pre-sollecitate in barre di acciaio zincato. Questo intervento è localizzato per un'altezza pari a circa 11/12 metri sopra il primo solaio.

Oltre alle barre metalliche, si posizionano per la stessa altezza degli angolari che, oltre ad aiutare a migliorare il confinamento, aumentano la resistenza dei pilastri a trazione e tenso-flessione. Questi angolari vengono vincolati ai pilastri esistenti così da farli lavorare contemporaneamente.

Per quanto riguarda i nodi si prevede il confinamento dei nodi con 3 barre (barre viola nelle immagini) con un conseguente aumento della resistenza del nodo. La cerchiatura dei nodi garantisce il rispetto della gerarchia delle resistenze con la formazione della cerniera plastica nei traversi (all'esterno del pannello nodale).

Nel complesso un intervento di cucitura diffuso su tutta la struttura consente un miglioramento della risposta sismica locale restituendo un comportamento duttile.

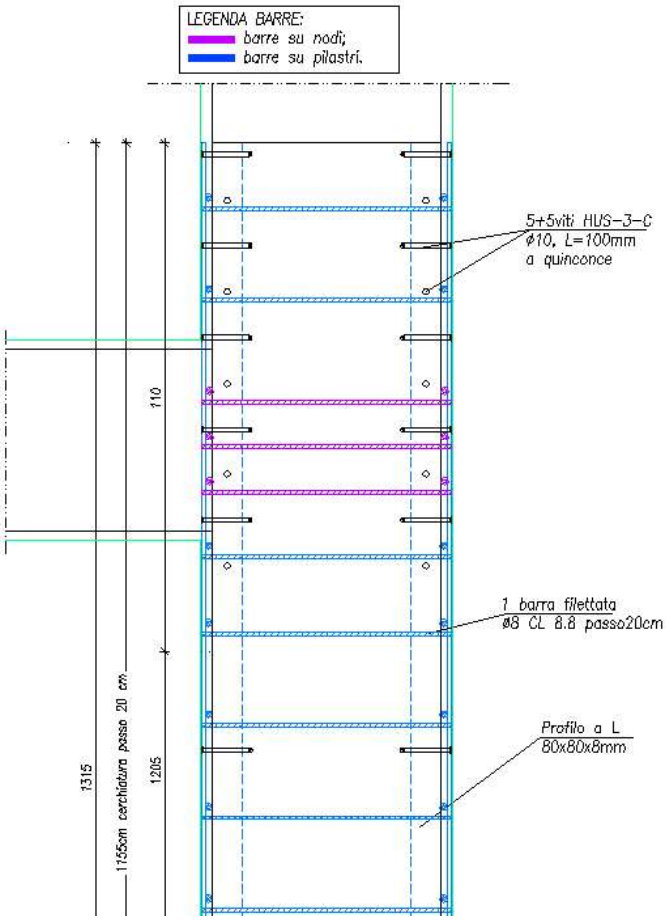


Figura 8 – dettaglio cerchiatura pilastri e nodi

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

La cerchiatura cosi realizzata si configura come confinamento attivo dei pilastri garantendo un miglior comportamento e resistenza anche ai carichi verticali.

I miglioramenti che si ottengono sono molteplici:

- Incrementa la prestazione della struttura nella fase elastica per effetto del pretensionamento delle barre in acciaio.
- Non altera la distribuzione di masse e rigidezze nella struttura.
- Permette di incrementare la capacità resistente e il suo spostamento per effetto dell'armatura aggiuntiva.
- Garantisce una maggiore duttilità dell'elemento in caso di evento sismico.

Dal punto di vista operativo l'intervento richiede la rimozione di tutti gli impianti idraulici, meccanici, elettrici ecc.

4.3 CONFINAMENTO TRAMITE CERCHIATURE ATTIVE DEI TRAVERSI

Come per quanto previsto per i pilastri; si prevede la cerchiatura dei traversi esistenti mediante la stessa tecnica. Oltre alle barre metalliche, si posizionano degli angolari che aiutano a migliorare il confinamento, aumentano la resistenza dei traversi a taglio.

È importante scongiurare la rottura a taglio di questi elementi prima che si formino le cerniere plastiche alle estremità per garantire il corretto comportamento in gerarchia.

Questo intervento invece viene esteso a tutti i traversi del fusto.

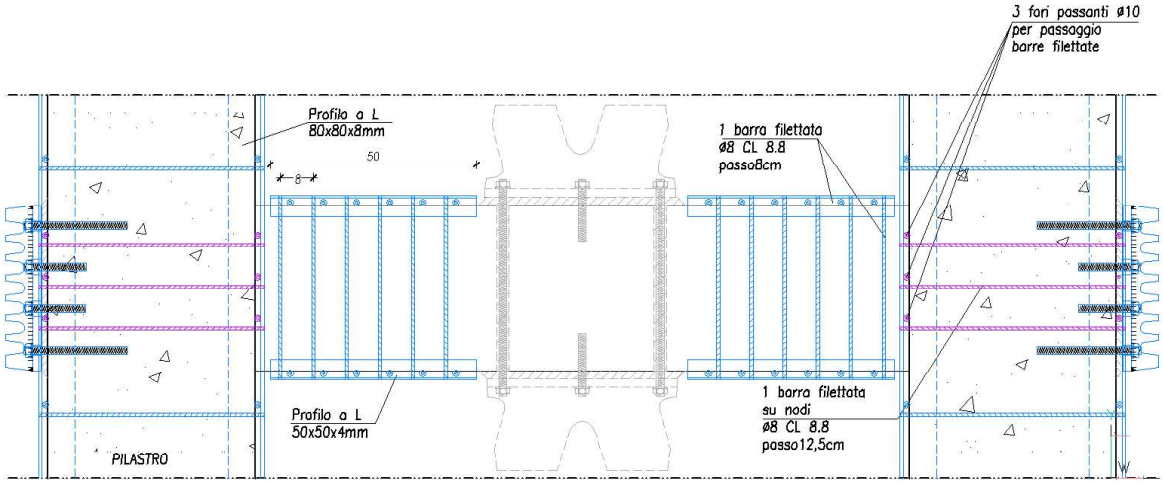


Figura 9 – dettaglio cerchiatura traversi e nodi

La tecnologia di intervento è poco invasiva rispetto ad altre tecniche. Una volta completato l'intervento, infatti, la cerchiatura risulta completamente invisibile e senza modifica degli ingombri dell'elemento strutturale stesso. Ha inoltre il vantaggio di essere un sistema facilmente reversibile, che consente l'eventuale rimozione del rinforzo per qualsiasi necessità.

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

4.4 COSTRUZIONE SETTI IN C.A. AL PIANO TERRA

Al piano terra si prevede di demolire i tamponamenti in laterizio esistenti e di costruire delle nuove pareti in c.a. di spessore circa 65 cm che vadano ad inglobare i pilastri al piano terra. Le pareti saranno collegate alla fondazione ed ai pilastri tramite inghisaggi.

Questo intervento permette di aumentare la resistenza a taglio e flessione globale della struttura alla base (dove le forze sismiche sono maggiori).

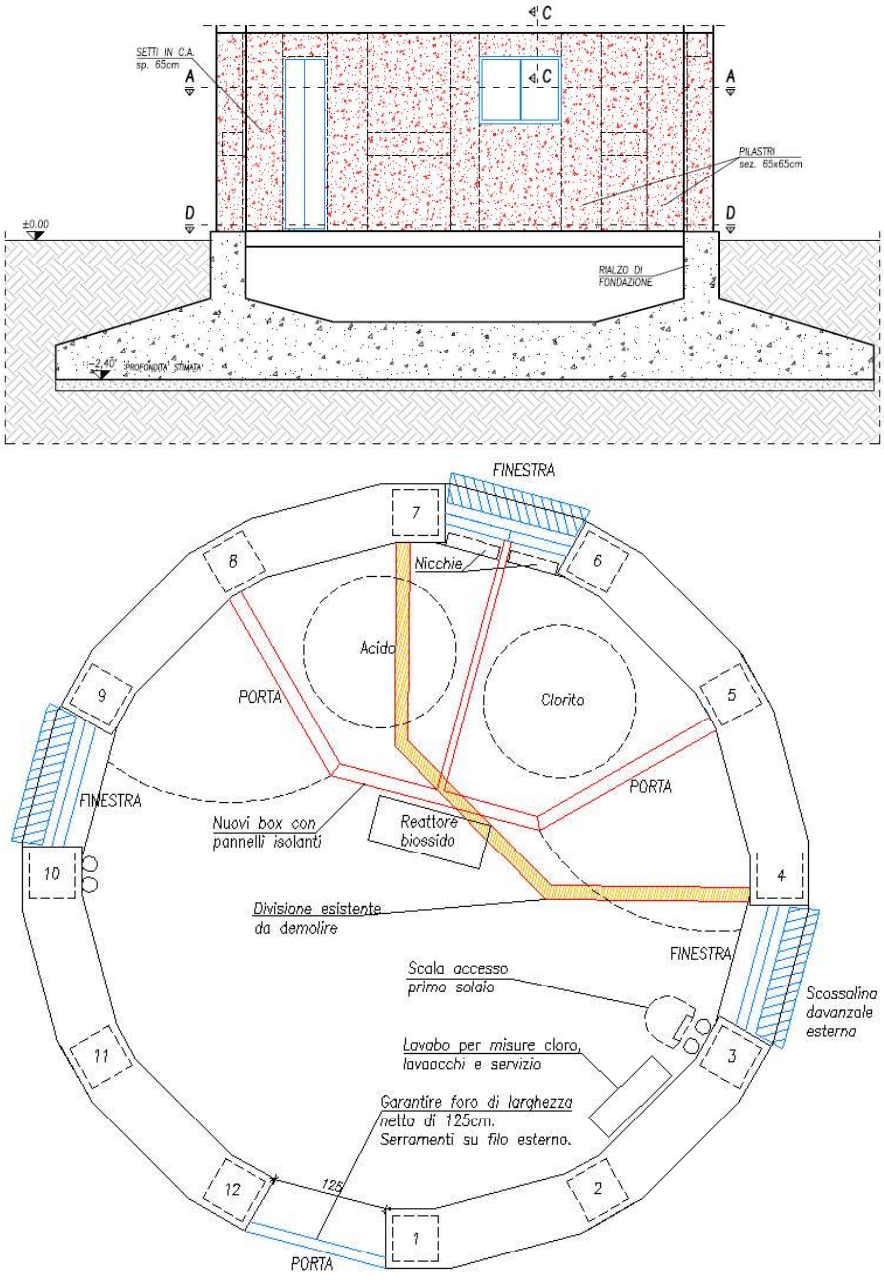


Figura 10 – dettaglio setti PT

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

5 INTERVENTI DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA

5.1 RISANAMENTO STRUTTURE DEGRADATE

Sono previsti deli interventi di risanamento atti a recuperare lo stato delle strutture e preservarne la durabilità proteggendole dagli agenti atmosferici.

1) La copertura della vasca e il primo solaio al piano terra vengono impermeabilizzati esternamente tramite una guaina saldata termicamente alla struttura così da scongiurare infiltrazioni di acqua piovana all'interno della vasca e degli ambienti chiusi. I fori finestra, il solaio al piano primo e lo sbalzo di copertura vengono protetti dalle percolazioni di acqua utilizzando delle scossaline sagomate appositamente.
2) Tutte le strutture in c.a. degradate saranno soggette a risanamento secondo il seguente ciclo:
   - Idroscarifica del calcestruzzo ammalorato
   - Pulizia delle superfici e dei ferri di armatura mediante idro-sabbiatura a pressione
   - Eventuale integrazione armature mancanti e applicazione di trattamento passivante dei ferri d'armatura
   - Riporto in sagoma delle superfici in calcestruzzo mediante applicazione di malta anti-ritiro.
3) Tutta la superficie della vasca esterna viene trattata con pitture anti-carbonatazione a seguito degli interventi di risanamento.
4) Tutte le superfici esposte del fusto, comprese gli elementi cerchiati con carpenteria metallica, vengono protette con intonaco cementizio.

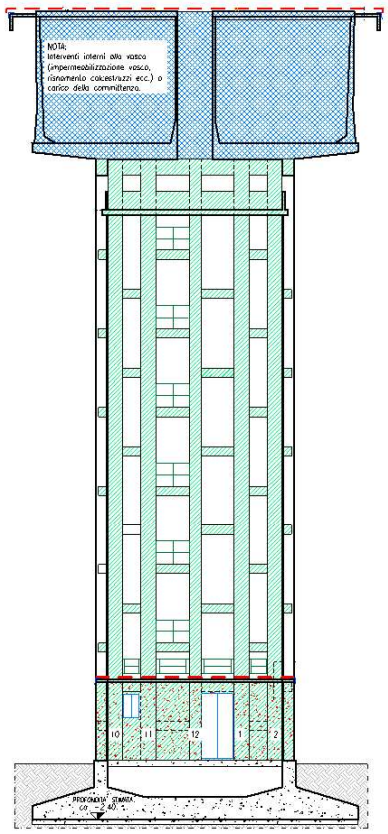


Figura 11 – interventi pittura anti-carbonatazione (blu) e intonaco cementizio (verde)

NOTA: Tutti gli interventi di risanamento strutture e rifacimento dell'impermeabilizzazione dell'INTERNO della vasca saranno a cura della committenza.

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

5.2 OPERE ACCESSORIE

Sono state previste una serie di opere accessorie per ottimizzare la funzionalità e la sicurezza del torrino. Si riporta un elenco di tali interventi:

1) Tutte le pareti divisorie presenti nella camera di manovra presente al piano terra verranno demolite. Tutte le nuove compartimentazioni verranno realizzate con pannelli sandwich.
2) Vengono sostituiti tutti i parapetti presenti sopra al solaio di quota +3.70m.
3) In copertura verranno installati dei parapetti metallici di sicurezza in sostituzione di quelli presenti allo stato di fatto (che presumibilmente verranno rimossi dai gestori dei sistemi di telecomunicazione contemporaneamente alla rimozione di tutte le antenne ed apparati elettrici).
4) È prevista la sostituzione della scala che dal solaio sotto vasca porta alla copertura della vasca con una nuova a pioli con singolo montante centrale e sistema anticaduta;
5) In corrispondenza delle scale sui pianerottoli e del fondo vasca è prevista l'installazione di una serie di fissaggi (moschettoni) per garantire la sicurezza dei percorsi alle persone che devono accedere alla struttura.
   Tali dispositivi hanno inoltre la funzione di gestione dell'emergenza da parte delle autorità (Vigili del Fuoco / soccorritori) nel caso di eventuale infortunio di personale sul torrino.
6) Demolizione della torretta di copertura ed allargamento della botola d'accesso alla vasca, con relative opere strutturali di irrigidimento ed impermeabilizzazione della zona.
7) Sulla copertura è prevista l'installazione di un argano a bandiera, a servizio della botola di accesso alla vasca e a quella di discesa della copertura, per la movimentazione dei materiali e/o di un eventuale infortunato (gestione degli spazi confinati, con la risoluzione del problema dell'estrazione di un infortunato all'interno della vasca).
8) Sul solaio sotto la vasca viene demolito il parapetto di un campo e viene installato un "cancello" metallico apribile verso l'interno per permettere la gestione di un eventuale infortunio (possibilità di far scendere dall'alto un infortunato su barella);
9) Installazione di una palina per la futura installazione delle luci di segnalamento (faro di segnalazione non oggetto di fornitura).
10) Predisposizione di opportuni cavidotti e attraversamenti strutturali per i futuri impianti elettrici.
11) Installazione delle tubazioni idriche a servizio del serbatoio e relative staffe di fissaggio (tubazioni fornite da committenza).

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

6 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La relazione è stata redatta in osservanza delle **Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni emanate con il Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018** e della norma **UNI EN 1998-4:2006 (Eurocodice 8)**. Per quanto non compiutamente descritto nella suddetta, si è fatto riferimento alle seguenti normative (di comprovata affidabilità):

Strutture

- Norme Tecniche per le Costruzioni emanate con il Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 e Circolare esplicativa del 02/02/2008 n°617.
- L. 5.11.1971 n. 1086: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".
- Eurocodice 2-Parte 3: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Strutture di contenimento liquidi”.

Carichi e Sovraccarichi

- Eurocodice 1: “Basi della progettazione ed azioni sulle strutture”.

Normativa Sismica

- Delib. G.R. del 03/12/2003 n° 67 (Regione Veneto): Nuova classificazione sismica del territorio regionale.
- Ordinanza P.C.M. 20 marzo 2003, n. 3274 (pubbl. G.U. n°105), aggiornata di tutte le modifiche introdotte dalla Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 3.5.2005 n.3431: “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.
- UNI EN 1998-1-1 – “Eurocodice 8 - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture. Parte 1-1: Regole generali – Azioni sismiche e requisiti generali per le strutture”;
- UNI EN 1998-1-2 - “Eurocodice 8 - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture. Parte 1-2: Regole generali per gli edifici”;
- UNI EN 1998-1-3 – “Eurocodice 8 - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture. Parte 1-3: Regole generali - Regole specifiche per i diversi materiali ed elementi”;

Terreni - Fondazioni

- D.M. 11.03.1988: "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici 24.09.1988, n° 30483: “Legge 02.02.1974, n° 64 - articolo 1. D.M. 11.03.1988: “Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.

Materiali

- Regolamento (UE) N. 305/2011 (CPR) del Parlamento Europeo e del Consiglio del 09.03.2011 che fissa condizioni armonizzate per la commercializzazione dei prodotti da costruzione e che abroga la direttiva 89/106/CEE del Consiglio.

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

- UNI EN 206:2014: “Calcestruzzo. Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- UNI 11104 Marzo 2004: “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206-1”.

7 GENERALITÀ SUL METODO DI CALCOLO E ANALISI

La verifica delle strutture è eseguita con il metodo degli stati limite. Il calcolo delle sollecitazioni sulla struttura e la verifica delle varie sezioni caratteristiche sono stati condotti con i metodi della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni.

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

8 ASPETTI GEOLOGICI E GEOMORFOLOGICI

8.1 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL TERRENO

Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione si fa riferimento alla "Relazione geologica-geotecnica-sismica" redatta dal dott. Geol. Gino Lucchetta di Pieve di Soligo (TV) nel dicembre del 2024.

Sono state eseguite 3 prove in sito penetrometriche dinamiche spinte fino a rifiuto.

La quota assoluta del piano campagna è mediamente pari a +64.0m s.l.m.

I dati stratigrafici delle prove penetrometriche sono riassunti nella seguente tabella:

metri	DPSH n. 1	metri	DPSH n. 2
0.00-0.60	RIPORTO: cassonetto piazzale	0.00-0.80	RIPORTO: cassonetto piazzale
0.60-2.20	Limo sabbioso con poca ghiaia	0.80-2.80	Limo sabbioso con poca ghiaia
2.20-2,60	Sabbia e ghiaia con limo	2.80-3,20	Sabbia e ghiaia con limo
2.60-5.40	Ghiaia sabbiosa con ciottoli	3.20-6.00	Ghiaia sabbiosa con ciottoli
5.40-6.80	Ghiaia e sabbia con limo	6.00-7.60	Ghiaia e sabbia con limo
6.80-7.60	Ghiaia sabbiosa con ciottoli	7.60-8.20	Ghiaia sabbiosa con ciottoli
	Falda = assente		Falda = assente

metri	DPSH n. 3		
0.00-0.60	RIPORTO: cassonetto piazzale		
0.60-2.40	Limo sabbioso con poca ghiaia		
2.40-6.00	Ghiaia sabbiosa con ciottoli		
6.00-7.20	Ghiaia e sabbia con limo		
7.20-7.80	Ghiaia sabbiosa con ciottoli		
	Falda = assente		

Nelle prove si riconosce un livello soffice fino a 2.4-2.8m di profondità, quindi un secondo strato a resistenza variabile, costituito da ghiaie in abbondante matrice fine, infine un livello prevalentemente granulare a partire da oltre 3.1m di profondità.

Per quanto riguarda la caratterizzazione sismica si riporta un estratto della relazione:

> I parametri sismici ricavati in sito sono stati confrontati con la Microzonazione Sismica comunale: da essi risulta, ai sensi delle NTC2008-2018, che la categoria di terreno è la B e la categoria topografica è la T1. Trattandosi di un edificio con classe d'uso IV, è stato anche sviluppato il calcolo della Risposta Sismica Locale in condizioni SLV.

8.2 TIPOLOGIA DI TERRENO SECONDO NTC 2018

In base a quanto sopra indicato, il terreno viene ricondotto ad una **categoria B** secondo quanto previsto dalle NTC 2018: "*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s*".

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

8.3 CARATTERISTICHE SULLA TOPOGRAFIA SECONDO NTC 2018

La topografia del sito sul quale sorge il serbatoio pensile è caratterizzata da superfici pianeggianti che si estendono per diversi km dal luogo sul quale è sito l'oggetto della presente verifica. Ai sensi delle NTC2018, si può asserire con facilità che la topografia del comune di Riese Pio X, rientra in una categoria di **tipo T1** "*Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤15°".*

8.4 MODELLO DI INTERAZIONE TERRENO - FONDAZIONE

Per simulare l'interazione tra il terreno e le fondazioni nelle verifiche si considera il metodo del suolo elastico alla Winkler. Tale metodo prevede di schematizzare il terreno con un letto di molle elastiche mutuamente indipendenti, caratterizzate dal coefficiente di reazione del terreno *k*, rapporto fra carico e cedimento.

Per le verifiche statiche si assegna una rigidezza pari a 4.0kg/cm^3 (40'000kN/m^3), valore ragionevole per terreni ghiaiosi o ghiaiosi-sabbiosi per azioni di lungo periodo, mentre per le verifiche sismiche alle molle si assegna una rigidezza k=8.0kg/cm^3 (80'000kN/m^3), valore piuttosto elevato per tener conto delle condizioni di lavoro non drenate in caso di azioni dinamiche.

8.5 CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO

La verifica delle fondazioni viene condotta per gli stati limite ultimi (SLU) di tipo geotecnico, applicando l'approccio 2, definito dal D.M. 17.01.2018, secondo la seguente espressione:

A1 + M1 +R3

con:

A1: coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU – STR (Tab. 6.2.I);

M1: coefficienti parziali da applicare ai parametri geotecnici (Tab. 6.2.II);

R3: coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche per fondazioni superficiali (Tab. 6.4.I).

Nelle tabelle seguenti sono riportati, in funzione dei carichi agenti sulla struttura e dell'approccio scelto per la verifica, i coefficienti di combinazione delle azioni elementari dovuti ai coefficienti parziali delle azioni (Tab. 6.2.I). Nel considerare i parametri geotecnici del terreno, per le combinazioni ove previsto, sono stati utilizzati i coefficienti riduttivi M delle caratteristiche dei terreni (Tab. 6.2.II). Infine, qualora sia previsto, la gerarchia delle resistenze calcolata è stata ridotta dei coefficienti riduttivi R forniti in funzione del tipo dell'opera da realizzare (Tab. 6.4.I).

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

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

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

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

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

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

Il calcolo del carico limite del terreno è stato condotto con la formula generale di Terzaghi, valida in genere per fondazioni nastriformi con carichi centrali verticali:

$q_{LIM} = Nc \cdot c + Nq \cdot q + N\gamma \cdot ½ \gamma \cdot B$

dove Nc, Nq e Nγ sono quantità adimensionali detti fattori di capacità portante, funzioni dell'angolo di resistenza al taglio ϕ e della forma della superficie di rottura considerata. I tre termini hanno il seguente significato:

1 – Contributo dovuto alla coesione c agente lungo la superfice di rottura (c · Nc)

2 – Contributo del carico q agente ai lati della fondazione sul piano di posa (q · Nq)

3 – Contributo delle forze di attrito agenti lungo la superficie di scorrimento, essendo l'attrito correlato al peso, dipende dal peso del terreno contenuto nella superficie di rottura (1/2 · γ · B · Nγ)

Per i fattori Nc e Nq, relativi rispettivamente alla coesione e al sovraccarico, esistono equazioni teoriche, mentre per il fattore Nγ, che tiene conto dell'influenza del peso del terreno, esistono solo formule teoriche approssimate.

Per il caso in analisi i fattori di capacità portante valgono (è stato assunto un valore cautelativo dell'angolo di attrito):

$Nc\ (\phi_u = 25°) = 24$

$Nq\ (\phi_u = 25°) = 12$

$N\gamma\ (\phi_u = 25°) = 9$

$q_{LIM} = 24 \cdot c + 12 \cdot q + 9 \cdot ½ \gamma \cdot B$

Valori caratteristici:

$c_u = 0 kg/cm^2$

$\gamma = 21.0 kN/m^3$

Valori di progetto:

$c_u = 0 kN/m^2 / 1 = 0 kN/m^2$

$\gamma = 21.0 kN/m^3 / 1 = 21.0\ kN/m^3$

B = 7m – dimensione in pianta della fondazione (assunto valore cautelativo pari a metà diametro del plinto).

D = 2.55m – profondità piano di posa fondazione rispetto piano campagna.

$$\mathbf{q_{LIM}} = 24 \cdot 0 + 12 \cdot 21 \cdot 2.55 + 9 \cdot ½ \cdot 21 \cdot 7 = 0 + 642 + 661 = \mathbf{1303\ kN/m^2}$$

$$\mathbf{q_{LIM,Rd}} = 1303\ kN/m^2 / 2.3 = 567\ kN/m^2 = \mathbf{5.77 kg/cm^2}$$

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

9 AZIONI SULLE COSTRUZIONI

Nel presente capitolo vengono indicati tutti i carichi e le combinazioni utilizzati nelle verifiche.

9.1 COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.
Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1}\cdot G_1 + \gamma_{G2}\cdot G_2 + \gamma_{Q1}\cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2}\cdot \psi_{02}\cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3}\cdot \psi_{03}\cdot Q_{k3} + \ldots \quad (2.5.1)$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \ldots \quad (2.5.5)$$

Con:

G_1 peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
G_2 peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
Q azioni variabili;
E azioni sismiche.

Nelle combinazioni sono indicati con il pedice k i valori caratteristici, senza pedice k i valori nominali.

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

$$G_1 + G_2 + \sum_i (\psi_{2j}\ Q_{kj})$$

I valori dei coefficienti di combinazione sono riportati in tabella.

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

Tabella 1: Valori dei coefficienti di combinazione

Sia per i solai di copertura che per i solai dei locali tecnici si adotta un valore di ψ_{2j} pari a 0.0.

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

9.2 ANALISI DEI CARICHI

9.2.1 Azione della neve

Il carico accidentale verticale distribuito da neve è così determinato:

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

μ_i è il coefficiente di forma della copertura
q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico da neve al suolo (kN/m^2)
C_E è il coefficiente di esposizione
C_t è il coefficiente termico
$\mu_1 = 0.80$ (copertura con $0° < \alpha < 30°$)
q_{sk}=1.50 kN/m^2 (Zona I, $a_s \leq 200$ m slm)
C_E=1.00 (Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti)
C_t=1.00

Il carico da neve di progetto diventa pertanto $0.8 \cdot 1.50 \cdot 1.00 \cdot 1.00 =$ **1.20 kN/m^2**.

9.2.2 Azione del vento

Il carico accidentale orizzontale distribuito da vento è così determinato:

$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$ (§3.3 D.M. 17/01/2018)
q_b è la pressione cinetica di riferimento
c_e è il coefficiente di esposizione
c_p è il coefficiente di forma
c_d è il coefficiente dinamico
$q_b = ½ \cdot \rho \cdot v_b^2 = 390.6$ N/m^2
ρ è la densità dell'aria assunta pari a 1.25 kg/m^3
v_b è la velocità di riferimento del vento pari a 25 m/s (per $a_s \leq a_0 = 1000$ m)
$c_d = 1$
$c_e = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7+c_t \cdot \ln(z/z_0)]$ (classe di rugosità D, categoria di esposizione II)
k_r=0.19
z_0=0.05m
z_{min}=4 m
$c_t = 1$

Per i corpi cilindrici a sezione circolare di diametro d e altezza h (ambedue espressi in metri), i coefficienti di forma c_p sono i seguenti:

$$c_p = \begin{cases} 1.2 & per \quad d\sqrt{q} \leq 2.2 \\ \left(1.783 - 0.263 d\sqrt{q}\right) & per \quad 2.2 < d\sqrt{q} < 4.2 \\ 0.7 & per \quad 4.2 \leq d\sqrt{q} \end{cases}$$ (C3.3.10.6 Circolare D.M. 14/01/2008)

Per $q = q_b \cdot c_e$ (N/m^2)

L'azione di insieme esercitata dal vento va valutata con riferimento alla superficie proiettata sul piano ortogonale alla direzione del vento.

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

Per la vasca si ha:
d = 13.70m
z = 30.0m
$c_e = 3.12$
$d\sqrt{q} = 13.70 \cdot \sqrt{(390.6 \cdot 3.12)} = 478 \rightarrow c_p = 0.7$
Pertanto la pressione agente sulla vasca risulta:
$p = 0.391 \cdot 3.12 \cdot (0.7) \cdot 1 = 0.85 kN/m^2$

Per le pareti alla base si ha:
d = 8.50m
z = 2.7m
$c_e = 1.8$
$d\sqrt{q} = 8.5 \cdot \sqrt{(390.6 \cdot 1.8)} = 225.4 \rightarrow c_p = 0.7$
Pertanto la pressione agente sulla vasca risulta:
$p = 0.391 \cdot 1.8 \cdot (0.7) \cdot 1 = 0.49 kN/m^2$

Per il fusto si prende come riferimento quanto riportato al §7.11 della UNI EN 1991-1-4, per strutture reticolari. Il carico accidentale orizzontale da vento sul fusto risulta quindi:

$p = q_b \cdot c_e \cdot c_f \cdot c_s c_d$

$c_s c_d$ è il fattore di struttura
c_f è il coefficiente di forza
Primo tratto fusto → z = 9.0m, $c_e = 2.91$
Secondo tratto fusto → z = 18.0m, $c_e = 3.20$

Il coefficiente di forza c_f per strutture reticolari, deve essere calcolato mediante la seguente formula:

$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda$

dove:

$c_{f,0}$ è il coefficiente di forza per strutture reticolari ed impalcature in assenza di effetti di estremità. Il suo valore si determina dalla figura seguente in funzione del rapporto di solidità φ e del numero di Reynolds Re.

$\varphi = A/A_c$

dove:

A è la somma delle proiezioni delle aree delle membrature;
A_c è l'area lorda (B x H)

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

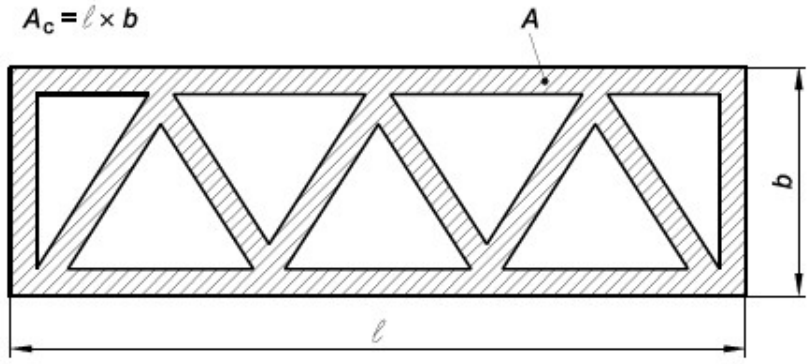


Figura 12 - Definizione del rapporto di solidità

Nel caso in esame, per il primo tratto di fusto:

Ac = l · b = 12.00m · 8.50m = 102m^2

A = A_{telaio}+$A_{controventi}$=35+8.2=43.2m^2

φ = A/A_c = 43.2/102 = 0.43

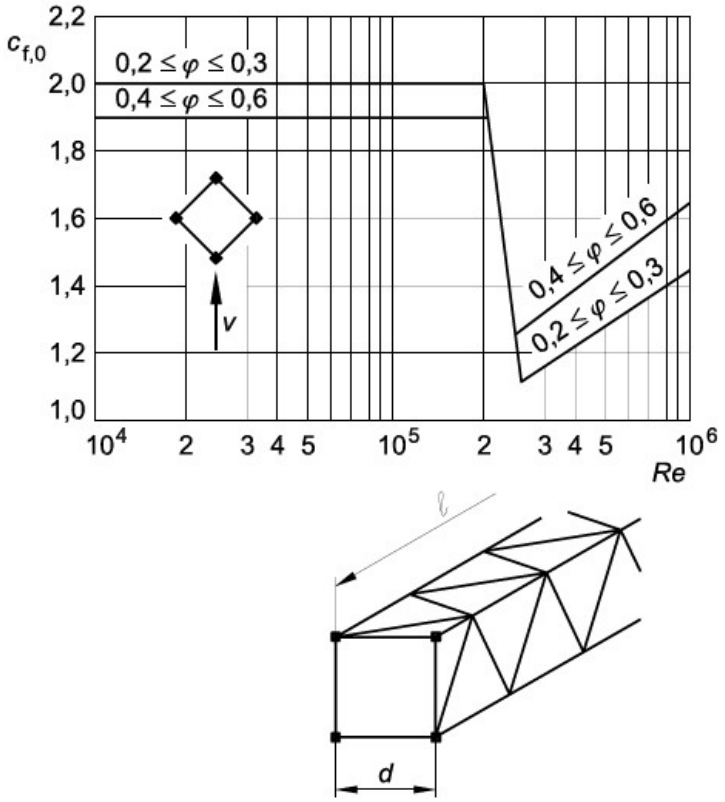


Figura 13 – Coefficienti di forza $c_{f,0}$ per struttura reticolare piana e spaziale realizzata mediante tubolari

$$\mathrm{Re} = \frac{b \cdot v(z_e)}{\nu}$$

ν è la viscosità cinematica dell'aria (= 15 · 10^{-6}m^2/S)

v(z_e) è la velocità di picco del vento alla quota z_e ($= \sqrt{\frac{2 \cdot q_p}{\rho}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 39.8\,kg/m^2}{1.25\,kg/m^3}} = 7.98$)

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

$$\mathrm{Re} = \frac{b \cdot v(z_e)}{15 \cdot 10^{-6}\, m^2/s} = \frac{9.50 \cdot 7.98}{15 \cdot 10^{-6}\, m^2/s} = 5 \cdot 10^6$$

Per la struttura in esame si ha $c_{f,0} = 1.45$.

ψ_λ è il fattore relativo agli effetti di estremità, funzione della snellezza della struttura λ.

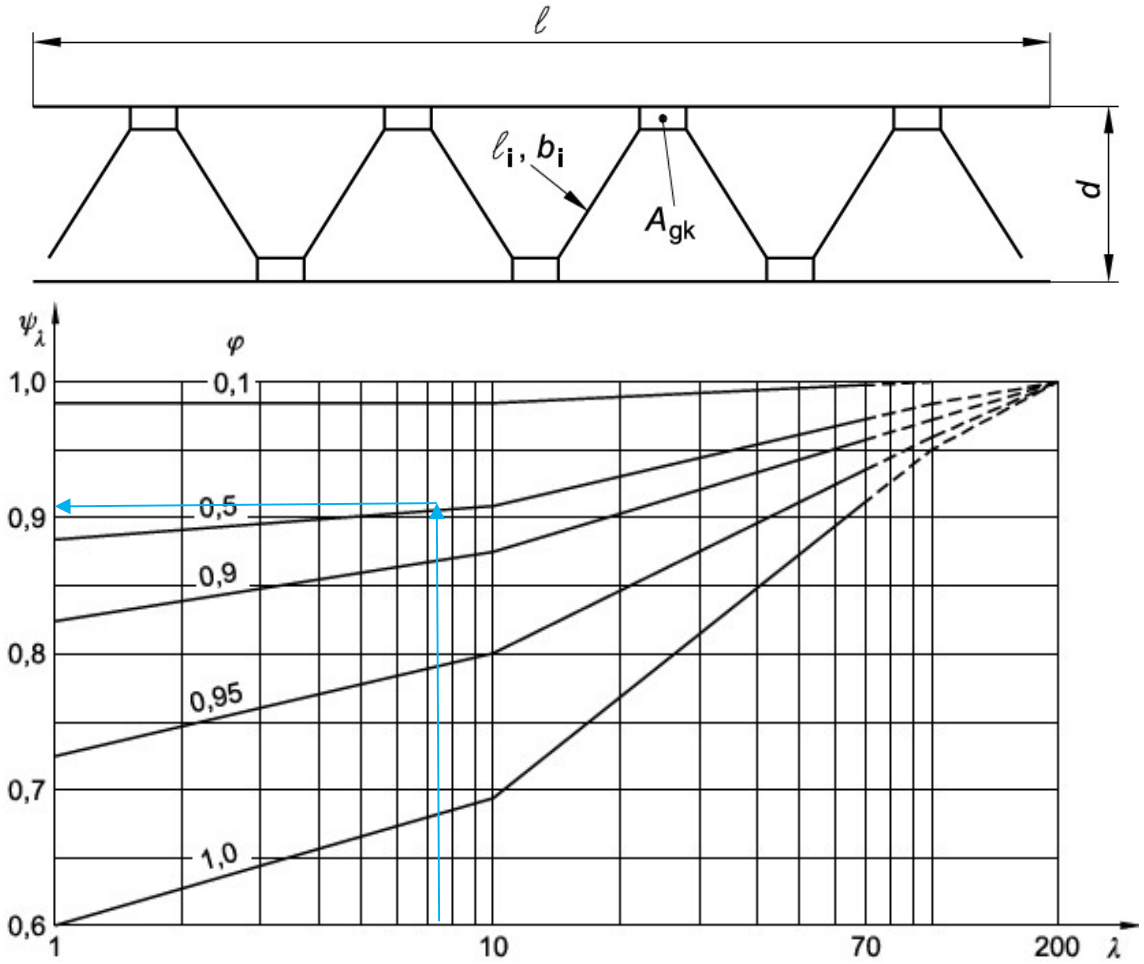
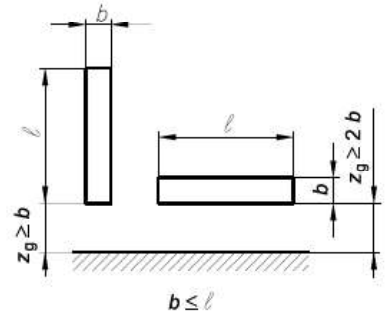
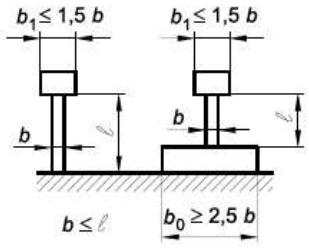
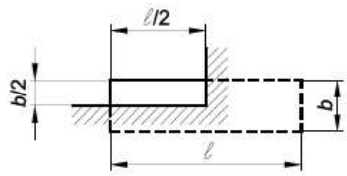
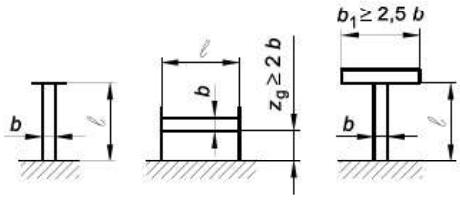


Figura 14 – Valori indicativi del fattore che tiene conto degli effetti di estremità in funzione della snellezza per diversi valori del rapporto di solidità φ

I valori raccomandati per la snellezza sono forniti nel prospetto 7.16 della UNI EN 1991-1-4, riportata a seguire:

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

N°	Posizione della struttura, vento normale al piano della pagina	Snellezza efficace λ
1		Per sezioni poligonali, rettangolari, generiche sezioni a spigoli vivi e strutture reticolari: per $\ell \geq 50$ m il più piccolo tra $\lambda = 1{,}4 \times \ell/b$ e $\lambda = 70$ per $\ell < 15$ m il più piccolo tra $\lambda = 2 \times \ell/b$ e $\lambda = 70$
2		Per cilindri circolari: per $\ell \geq 50$ m il più piccolo tra $\lambda = 0{,}7 \times \ell/b$ e $\lambda = 70$ per $\ell < 15$ m il più piccolo tra $\lambda = \ell/b$ e $\lambda = 70$
3		Per valori intermedi di per ℓ si dovrebbe interpolare linearmente
4		per $\ell \geq 50$ m il più grande tra $\lambda = 0{,}7 \times \ell/b$ e $\lambda = 70$ per $\ell < 15$ m il più grande tra $\lambda = \ell/b$ e $\lambda = 70$ Per valori intermedi di ℓ si dovrebbe interpolare linearmente

Ci si ritrova nel caso 1, per cui:

$l = 32.5$m

– $\lambda = 1.4 \cdot 32.5/8.50 = 5.35$ per $l>50$

– $\lambda = 2.0 \cdot 32.5/8.50 = 7.65$ per $l<15$

Interpolando linearmente si ottiene: $\lambda = 6.50$

$\psi_\lambda = 0.9$

$\mathbf{c_f} = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda = 1.45 \cdot 0.9 = \mathbf{1.305}$

Il coefficiente di forza fornisce l'effetto globale del vento sul fusto, includendo l'attrito.

Per quanto riguarda il fattore di struttura, si assume un fattore unitario.

Il carico accidentale orizzontale da vento sul fusto risulta quindi:

$p = q_b \cdot c_e \cdot c_f \cdot c_s c_d$

Primo tratto fusto $\rightarrow p_{f1} = 0.391\text{kN/m}^2 \cdot 2.91 \cdot 1.305 \cdot 1.00 = 1.48\text{kN/m}^2$

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

Secondo tratto fusto → $p_{f2} = 0.391kN/m^2 \cdot 3.20 \cdot 1.305 \cdot 1.00 = 1.63kN/m^2$
Sui traversi in c.a.: h=0.40m → $p_{f1} = 0.60kN/m$; $p_{f2} = 0.65kN/m$
Sui pilastri in c.a.: b=0.50m → $p_{f1} = 0.74kN/m$; $p_{f2} = 0.82kN/m$
Sui traversi in acciaio: h=0.33m → $p_{f1} = 0.49kN/m$; $p_{f2} = 0.54kN/m$
Sui diagonali in acciaio.: b=0.50m → $p_{f1} = 0.21kN/m$; $p_{f2} = 0.23kN/m$

9.2.3 Carichi permanenti e accidentali sui solai

Peso proprio solai locale macchina al piano terra:
Solaio pavimento H=25cm $6.25kN/m^2$
Solaio copertura H=20cm $5.00kN/m^2$

Peso proprio setti piano terra:
Setti spessore 65cm $16.50kN/m^2$

Peso proprio vasca in sommità:
Solaio pavimento locale di manovra H=25cm $6.25kN/m^2$
Solaio fondo vasca Hvar = 70-40cm $17.50\text{-}10kN/m^2$
Solaio copertura vasca H=22cm $5.50kN/m^2$

Sovraccarico accidentale solai vani tecnici: $2.00kN/m^2$

Acqua all'interno della vasca (700mc):
Negli elaborati è indicata una capacità per la vasca di 700mc verificata anche in base alle dimensioni geometriche della struttura. Tale capacità si ottiene per un'altezza massima del livello dell'acqua pari a 5.30m.

Peso proprio elementi in carpenteria metallica:
Gli elementi dissipativi in carpenteria metallica sono stati considerati tramite l'introduzione del peso specifico dell'acciaio nel modello ad elementi finiti.
Ogni elemento a rombo ha un peso proprio pari a circa 2kN

9.3 DETERMINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'edificio in oggetto si identifica geograficamente attraverso i seguenti parametri:

- Indirizzo: Via Callalta n. 18/B, comune di Riese Pio X (TV)
- Longitudine: 11.90954
- Latitudine: 45.72939

Come richiesto nelle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, per definire le azioni sismiche di progetto che agiscono sull'edificio si devono fissare: la vita nominale, la classe d'uso, e il periodo di riferimento.

9.3.1 Vita nominale

Secondo il D.M. 17/01/18 la struttura rientra nelle costruzioni ordinarie. Tali costruzioni hanno una vita nominale $\mathbf{V_N \geq 50}$ **anni**.

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

9.3.2 Classe d'uso

Trattandosi di una costruzione con funzioni strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità, la struttura rientra nella **IV classe** ($C_U = 2.0$).

9.3.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Secondo quanto prescritto dalle NTC, la vita di riferimento della struttura viene calcolata come prodotto della vita nominale (V_N) e del coefficiente d'uso (C_U), legato alla classe d'uso del fabbricato.

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 2.0 = 100 \text{ anni.}$$

9.3.4 Tempo di ritorno

Noti tutti i dati necessari per la definizione della pericolosità sismica, ivi comprese anche le probabilità di superamento, è possibile determinare i periodi di ritorno per gli stati limite di riferimento, utilizzando l'espressione seguente:

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

Di seguito si riportano le probabilità di superamento per gli stati limite di esercizio e ultimi.

Stati Limite		P_{VR}: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

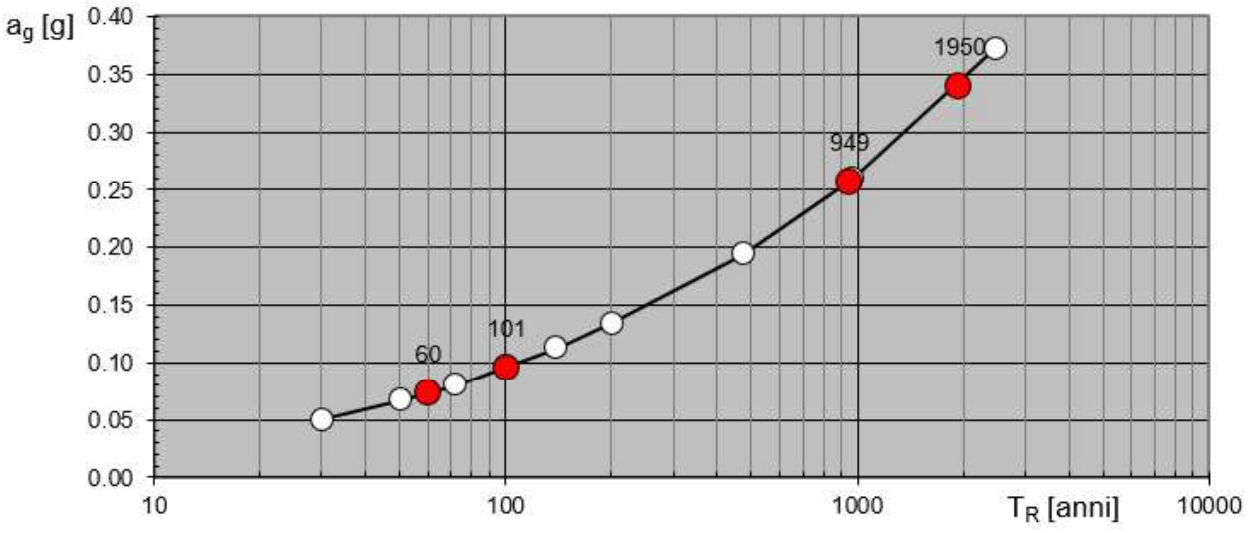


Figura 15 – Accelerazione di picco in funzione del T_R

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

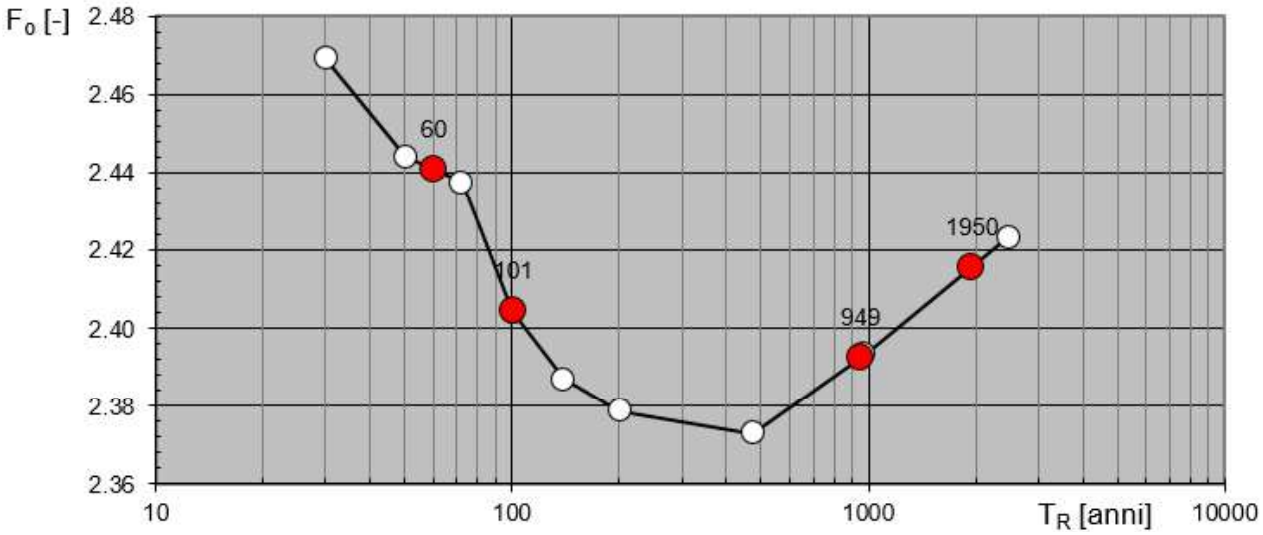


Figura 16 – Variazione del fattore di amplificazione dello spettro

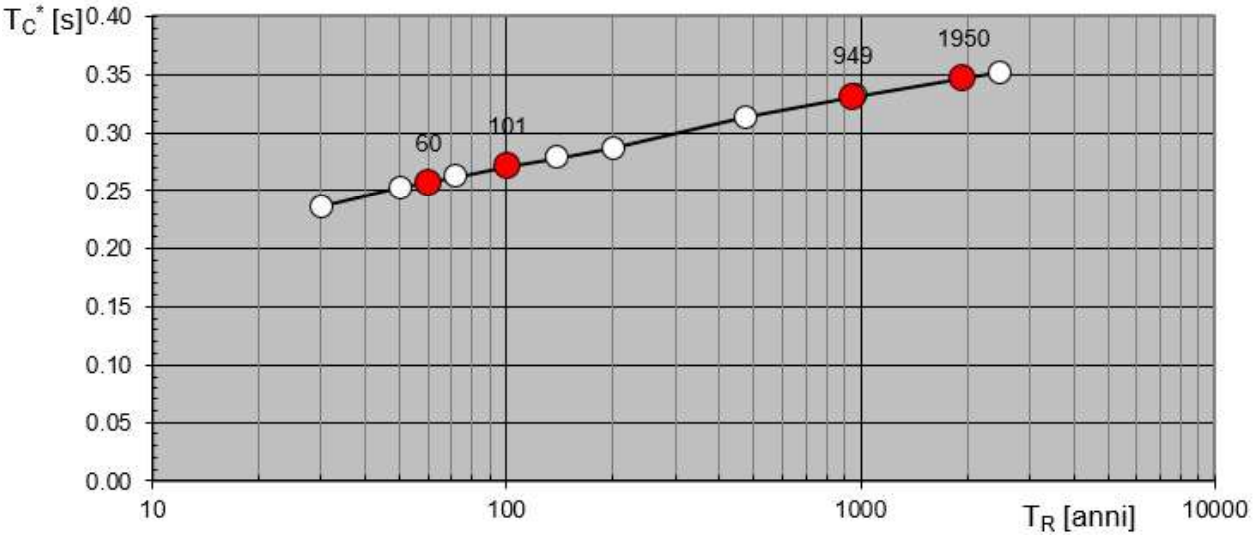


Figura 17 – Variazione del periodo d'inizio del tratto a velocità costante

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

9.3.5 Metodo di analisi e spettri elastici

L'EC8 definisce due diversi Stati Limite, andando a descrivere quelle che devono essere le condizioni da garantire nell'uno e nell'altro caso:

- Stato Limite di Servizio;
- Stato Limite Ultimo.

Nello Stato Limite di Servizio si deve garantire che sotto l'azione sismica di progetto e nel rispetto dello Stato Limite di "livello operativo minimo":

- il serbatoio mantenga la propria tenuta rispetto alle perdite del liquido contenuto. Deve, quindi, essere permessa una più che sufficiente altezza libera a partire dal pelo libero, per prevenire il danneggiamento della copertura (nel caso di contenitori chiusi) dovuti alla pressione del liquido in movimento, oppure per impedire al liquido di fuoriuscire nel caso di assenza di una copertura rigida;
- i sistemi idraulici propri del serbatoio o collegati ad esso siano in grado di sopportare sforzi e deformazioni impresse causate da spostamenti del serbatoio rispetto ad essi e rispetto al terreno, garantendo in ogni caso il loro funzionamento;
- l'instabilità locale, qualora si verifichi, non dia luogo al collasso e sia reversibile.

Nello Stato Limite Ultimo, invece, si deve garantire che sotto l'azione sismica di progetto:

- la stabilità globale del serbatoio sia soddisfatta rispetto al collasso. La stabilità globale si riferisce ad un comportamento da corpo rigido e può venir meno per slittamento o rovesciamento;
- lo sviluppo del comportamento anelastico sia ristretto a parti limitate del contenitore e non siano superate le deformazioni ultime del materiale;
- i sistemi idraulici propri del serbatoio o collegati ad esso siano progettati in modo da prevenire le perdite del contenuto del serbatoio dovuta al cedimento di alcune delle sue componenti;
- la fondazione raggiunga un meccanismo di collasso solo dopo che questo sia stato raggiunto dal serbatoio, nel pieno rispetto della gerarchia delle resistenze.

Le linee guida dell'EC8 considerano nella progettazione antisismica dei serbatoi la presenza contemporanea di una componente orizzontale e di una verticale dell'azione sismica (componente verticale solo per costruzioni in Zona 1 e 2 – D.M. 17/01/2018). Nel caso di determinazione separata dei contributi massimi dovuti alle componenti di sisma orizzontale e verticale, la situazione più gravosa può ottenersi dalla combinazione lineare di seguito riportata:

$$p = p_{st} \pm p_h \pm p_v$$

dove:

p_{st} è la pressione statica esercitata dal liquido;

p_h, p_v sono i valori massimi delle componenti di pressione orizzontale e verticale.

I segni vengono scelti tali da massimizzare la sollecitazione totale di progetto.

Per i calcoli di verifica si utilizza il procedimento semplificato di Malhotra (riportato nell'Annex A dell'EC8-4). Secondo tale metodo, gli effetti idrodinamici in un serbatoio sono valutati con la sovrapposizione di queste due componenti:

- Azione impulsiva: data dalla massa di liquido inferiore che si muove con frequenza alta seguendo il movimento della struttura in calcestruzzo, che presenta uno smorzamento del 5%;
- Azione convettiva (sloshing): data dal moto ondoso della porzione superficiale del liquido; interessa una profondità di liquido tanto più elevata quanto più grandi sono le dimensioni del

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

serbatoio. Lo smorzamento in questo caso è più ridotto, pari allo 0.5%, mentre il periodo è più elevato. La massa eccitata sarà corrispondente a quella partecipante al primo modo di vibrare del liquido.

Quanto appena detto è schematizzato nelle immagini seguenti.

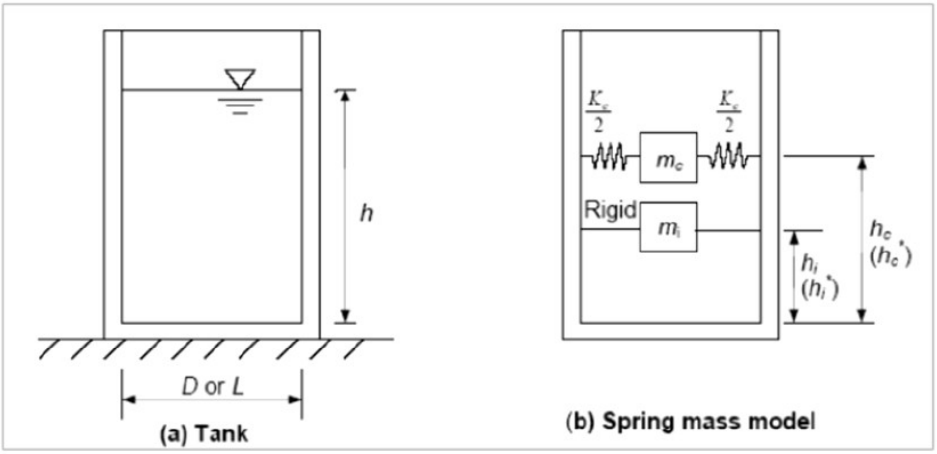


Figura 18 - Sistema dinamico equivalente per un serbatoio non completamente pieno

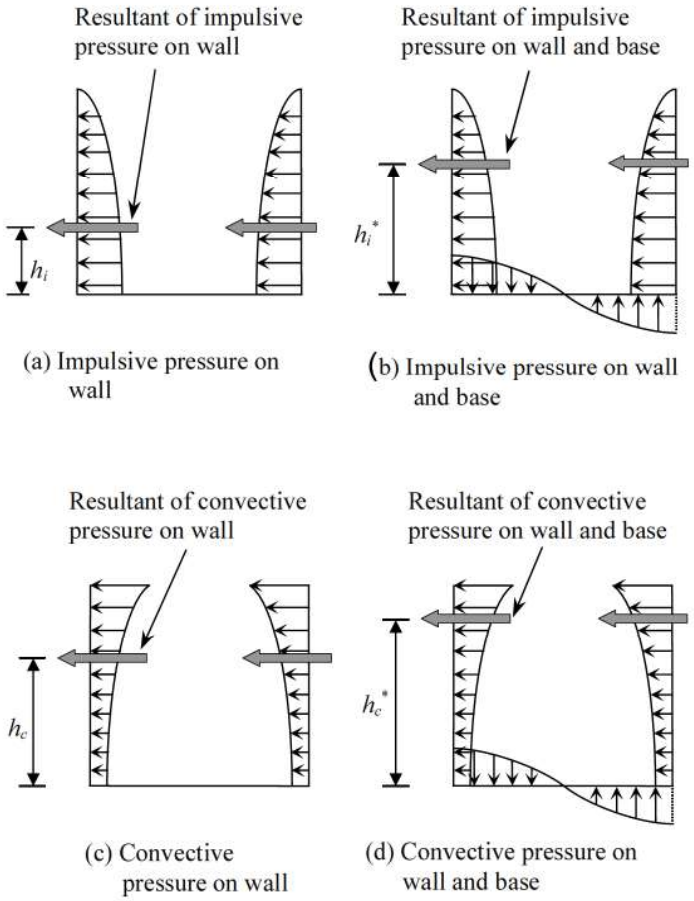


Figura 19 – Descrizione qualitativa della distribuzione delle pressioni idrostatiche su pareti e fondazioni di serbatoi

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

h_i e h_c sono le altezze della massa impulsiva e della massa convettiva, quando non si considera la pressione agente sulla base. Se la pressione alla base invece è considerata le altezze considerate vengono denotate con h_i* e h_c*.

L'Eurocodice affronta lo studio del comportamento dei serbatoi attraverso la definizione di un modello avente le stesse caratteristiche di geometria, di massa e di rigidezza del serbatoio reale. Le considerazioni semplificative su cui sono sviluppate le linee guida sono nel considerare il fluido incomprimibile e nel calcolare i contributi impulsivi e convettivi dell'azione del fluido ipotizzando un comportamento delle pareti del recipiente di tipo elastico.

Di seguito si riportano gli spettri di risposta ricavati attraverso le formule del D.M. 17/01/18 per il territorio di Riese Pio X, considerando prima uno smorzamento pari al 5%, assegnabile alla struttura ed alla parte impulsiva del liquido, e successivamente pari allo 0.5% (riferibile invece alla porzione convettiva del fluido), allo SLV e allo SLD.
Cambia il coefficiente η, che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione:

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0.55$$

Il D.M. 17/01/2018 indica per le strutture a pendolo inverso, un fattore di struttura q pari a 1.5, che corrisponde al valore minimo consigliato per strutture in calcestruzzo esistenti.

Per la valutazione della parte convettiva della risposta del fluido si considera l'azione di progetto pienamente elastica, quindi q=1.0 (§4.4 UNI EN 1998-4:2006). La dissipazione dell'energia nel moto dell'acqua è sostanzialmente nulla.

ALLO SLV:

SPETTRO DI RISPOSTA ALLO SLV DI PROGETTO PER MASSA IMPULSIVA (q=1.50) – SMORZAMENTO DEL 5%

$$\xi = 5 \rightarrow \eta = \sqrt{10/(5+5)} = 1$$

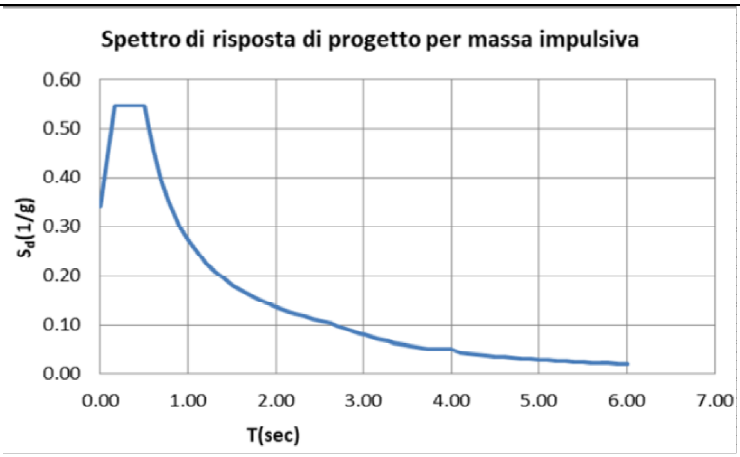


Figura 20 – Spettro di risposta di progetto allo SLV per massa impulsiva, q=1.50

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO ALLO SLV PER MASSA CONVETTIVA = SPETTRO DI PROGETTO – SMORZAMENTO DEL 0.5%

$$\xi = 0.5 \rightarrow \eta = \sqrt{10/(5+0.5)} = 1.348$$

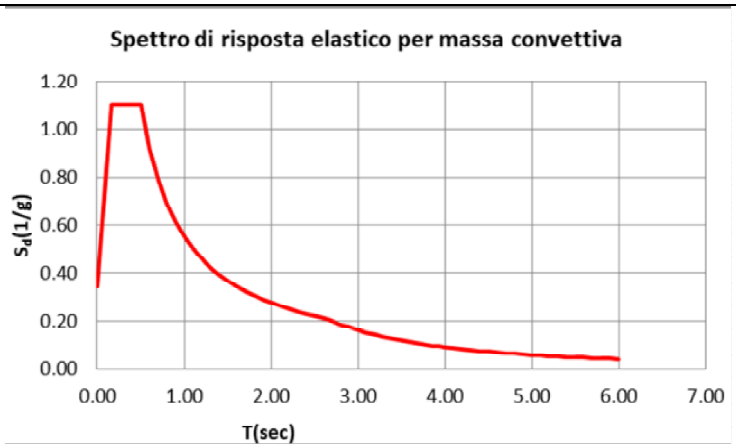


Figura 21 - Spettro di risposta elastico allo SLV per massa convettiva

A seguire si riporta un raffronto tra i due spettri.

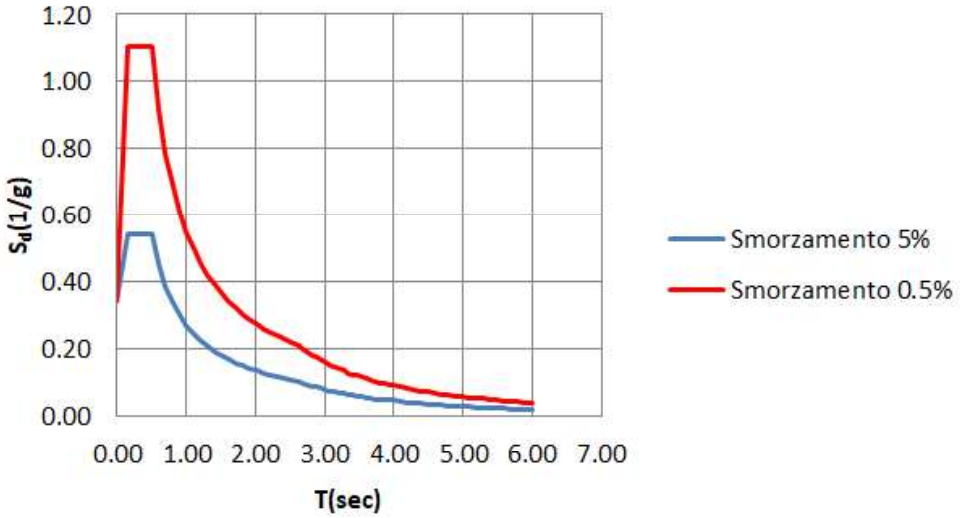
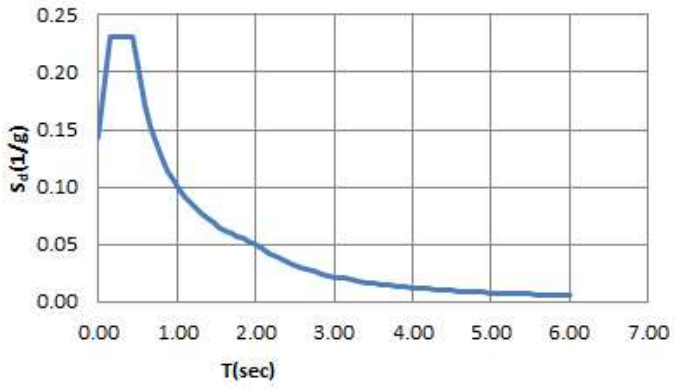
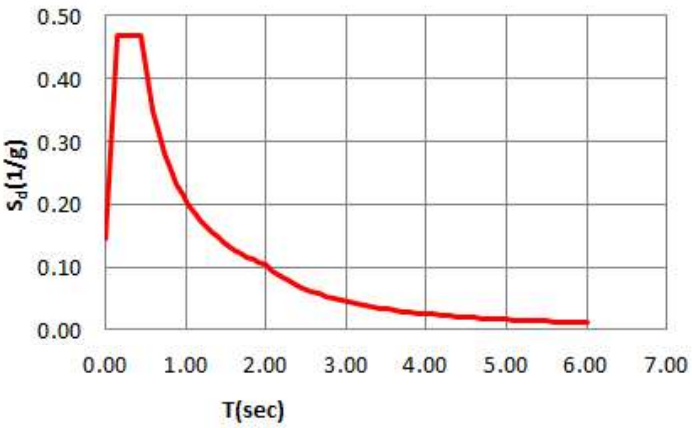


Figura 22 - Confronto tra gli spettri di risposta per massa impulsiva e convettiva

Lo spettro relativo all'azione convettiva viene quindi traslato verso l'alto, incrementando le accelerazioni. Questo effetto si vedrà essere poco rilevante, poiché tale azione presenta periodi elevati, e quindi relative accelerazioni basse.

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

ALLO SLD:

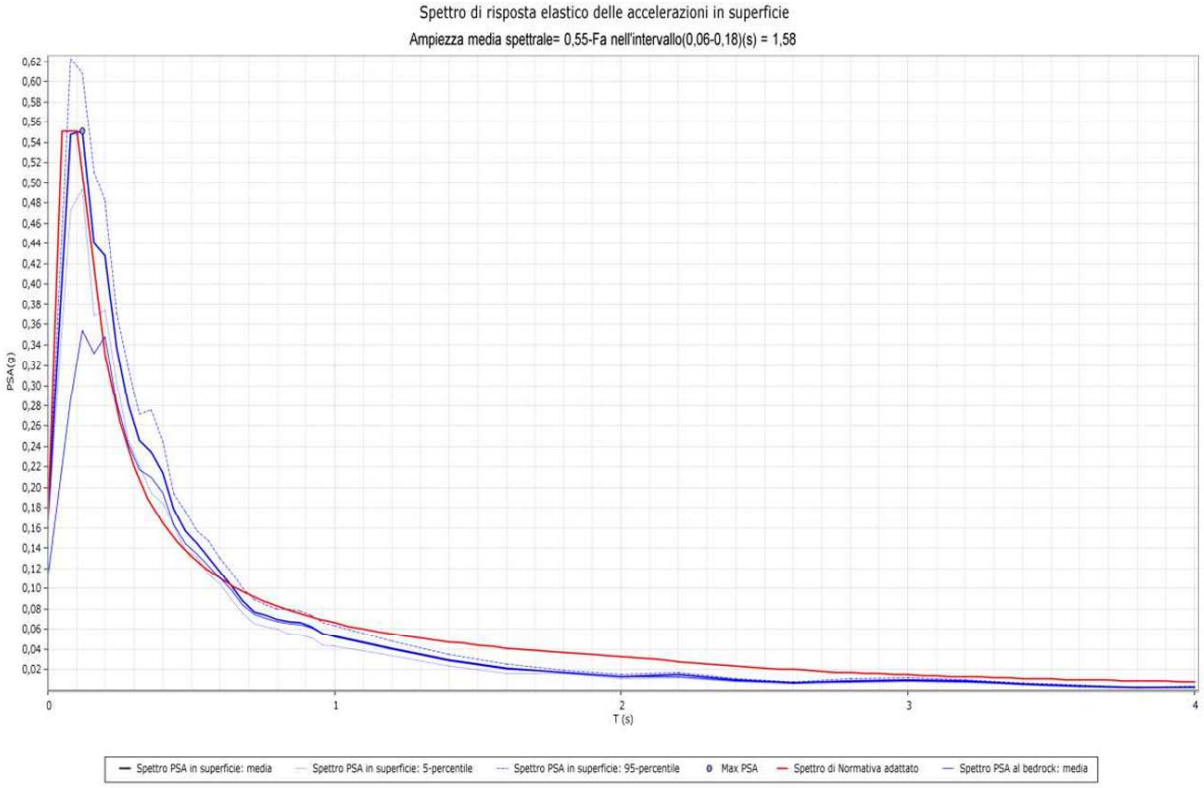
SPETTRO DI RISPOSTA ALLO SLD DI PROGETTO PER MASSA IMPULSIVA (q=1.50) – SMORZAMENTO DEL 5%	 **Figura 23 – Spettro di risposta elastico per massa impulsiva – ALLO SLD**
SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO PER MASSA CONVETTIVA = SPETTRO DI PROGETTO – SMORZAMENTO DEL 0.5% $\xi = 0.5 \rightarrow \eta = \sqrt{10/(5+0.5)} = 1.348$	 **Figura 24 - Spettro di risposta elastico per massa convettiva – ALLO SLD**

Gli spettri sono stati riportati per completezza della definizione dell'azione sismica.

Il dimensionamento degli interventi di rinforzo è stato effettuato mediante analisi dinamica non lineare (time history) cosi come descritto al par. 11 della presente relazione.

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

Per completezza si riporta in seguito anche lo spettro di risposta elastico (SLV, Tr = 949 anni) in **superficie** ottenuto dalla valutazione della risposta sismica locale (RSL), presente in "Relazione geologica-geotecnica-sismica" redatta dal dott. Geol. Gino Lucchetta di Pieve di Soligo (TV) nel dicembre del 2024. Si osservi che in corrispondenza del plateau i valori di accelerazione spettrale coincidono con quelli dello spettro di risposta di progetto allo SLV per la massa impulsiva calcolato secondo NTC18. Mentre, per periodi di oscillazione maggiori lo spettro da RSL risulta meno cautelativo rispetto a quello da NTC18. A favore di sicurezza, il calcolo viene quindi effettuato utilizzando lo spettro calcolato secondo NTC18.



spettro sintetico in superficie

T(s)	PSA(g)	PSV(cm/s)	Ih(cm)
0,0	0,1667	0,0	0,0
0,08	0,5484	6,8493	0,27
0,12	0,5512	10,327	0,69
0,16	0,4407	11,0082	1,13
0,2	0,4279	13,3605	1,66
0,24	0,337	12,6269	2,17
0,28	0,2805	12,261	2,66
0,32	0,2456	12,27	3,15
0,36	0,2345	13,1826	3,68
0,4	0,2139	13,3604	4,21
0,44	0,1777	12,211	4,7
0,48	0,1562	11,705	5,17
0,52	0,1438	11,6719	5,63
0,56	0,1308	11,4322	6,09
0,6	0,1168	10,9406	6,53
0,64	0,1024	10,2348	6,94
0,68	0,0877	9,316	7,31
0,72	0,0772	8,6806	7,66
0,76	0,0732	8,69	8,01
0,8	0,07	8,7476	8,36
0,84	0,0673	8,8236	8,71
0,88	0,0663	9,1117	9,07
0,92	0,0623	8,9511	9,43
0,96	0,0555	8,3241	9,76
1,0	0,0532	8,3089	10,1
1,2	0,0412	7,7232	11,64
1,4	0,0296	6,4641	12,93
1,6	0,0213	5,309	14,0
1,8	0,0177	4,9705	14,99
2,0	0,0132	4,1305	15,82
2,2	0,015	5,1375	16,84
2,4	0,0099	3,7064	17,58
2,6	0,0069	2,7838	18,14
2,8	0,0092	4,0228	18,95
3,0	0,0101	4,7425	19,89
3,2	0,0089	4,4225	20,78
3,4	0,0065	3,4386	21,47
3,6	0,0041	2,3065	21,93
3,8	0,0028	1,6337	22,25
4,0	0,0031	1,9385	22,64

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

10 PROPRIETÀ DEI MATERIALI

10.1 ANALISI DOCUMENTAZIONE ESISTENTE

10.1.1 Calcestruzzo

Negli elaborati di progetto era previsto l'utilizzo di calcestruzzo di cemento tipo 425, dosatura 3 q.li per mc di impasto avente una resistenza cubica a rottura (a 28 giorni) non inferiore a 250 kg/cm^2.

10.1.2 Acciaio per c.a.

Negli elaborati di progetto è previsto l'utilizzo di acciaio A.M. Feb44k con limite di snervamento caratteristico nominale pari a 440 MPa.

10.2 INDAGINI IN SITU

Le indagini specialistiche condotte dalla ditta EXPIN (in occasione della verifica di vulnerabilità sismica) comprendono prove sul calcestruzzo e sulle barre di armatura, finalizzate all'acquisizione delle caratteristiche meccaniche degli stessi. In particolare sono state condotte le seguenti analisi:

INDAGINI SUL CALCESTRUZZO

1. PROVE DI ROTTURA PER COMPRESSIONE
2. INDAGINI SCLEROMETRICHE
3. INDAGINI A ULTRASUONI
4. METODO COMBINATO SONREB
5. PROVA DI PENETRAZIONE DELLA CO_2

INDAGINI SULLE BARRE DI ARMATURA

6. PROVE DI ROTTURA A TRAZIONE

10.2.1 Prove di rottura per compressione

Sono stati estratti 3 campioni di calcestruzzo, uno dalla fondazione e 2 dai pilastri della torre, siglati e portato presso il laboratorio del dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale, ICEA, dell'Università degli studi di Padova, poi sottoposto a prova di rottura per compressione cilindrica. Le prove sono state effettuate in accordo alle norme UNI EN 12504-1:2009 e UNI EN 12390-3:2009.

Campione n.	Data di getto	Data di prova	Contrassegno	Rettifica	Requisiti provino	a [cm]	b [cm]	d [cm]	h [cm]	Sez. [cm^2]	M_u [Kg/dm^3]	R_c o f_c [MPa]	Tipo di rottura
1	ND	07/05/18	C 01	E	C	0,0	0,0	9,4	9,5	69	2,38	41,3	S
2	ND	07/05/18	C 02	E	C	0,0	0,0	9,4	9,4	69	2,28	35,6	S
3	ND	07/05/18	C 03	E	C	0,0	0,0	9,4	9,4	69	2,25	31,4	S

Tabella 2 – Risultato prova di compressione su carote

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

10.2.2 Indagini sclerometriche

Questa prova si basa sul principio che l'altezza di rimbalzo di una massa nota è legata in modo diretto alla durezza superficiale del materiale e in modo implicito alla sua resistenza. Lo strumento impiegato è lo sclerometro, che in sostanza non è altro che una massa collegata ad una molla che viene rilasciata improvvisamente andando così a sbattere sulla superficie spostando un indice che viene bloccato sul valore massimo di rimbalzo. Attraverso le tabelle fornite assieme allo strumento si riesce a stimare la resistenza del calcestruzzo in funzione dell'angolo di inclinazione dello strumento rispetto alla verticale.

Si riporta a seguire una tabella con i valori medi dell'indice sclerometrico (considerando la media tra 15 battute sclerometriche).

test n.		SCL1	SCL2	SCL3	SCL4	SCL5	SCL6	SCL7
1	° rimbalzo	58	46	47	55	42	34	46
2	° rimbalzo	57	46	44	54	38	32	45
3	° rimbalzo	52	46	46	48	39	34	45
4	° rimbalzo	53	47	46	52	41	34	44
5	° rimbalzo	56	47	48	52	41	39	46
6	° rimbalzo	57	46	52	54	38	34	47
7	° rimbalzo	56	47	42	52	38	33	44
8	° rimbalzo	55	45	46	54	38	34	47
9	° rimbalzo	52	46	44	49	39	33	48
10	° rimbalzo	58	47	46	55	38	33	48
11	° rimbalzo	54	47	50	55	38	34	52
12	° rimbalzo	58	44	46	55	38	34	44
13	° rimbalzo	58	45	44	48	42	34	49
14	° rimbalzo	54	46	49	50	40	38	46
15	° rimbalzo	58	46	50	48	38	35	46
mediana		56.00	46.00	46.00	52.00	38.00	34.00	46.00
R_c [N/mm²]		**75.04**	**54.02**	**54.02**	**66.36**	**38.83**	**31.78**	**54.02**
R_c = resistenza cubica								

test n.		SON1	SON2	SON3	SON4	SON5	SON6	SON7
1	° rimbalzo	42	46	39	45	42	34	48
2	° rimbalzo	47	47	34	43	38	32	48
3	° rimbalzo	44	45	36	40	39	34	46
4	° rimbalzo	44	43	38	43	41	34	52
5	° rimbalzo	44	42	40	41	41	39	47
6	° rimbalzo	42	45	39	44	38	34	52
7	° rimbalzo	45	40	38	42	38	33	48
8	° rimbalzo	45	44	36	38	38	34	54
9	° rimbalzo	40	45	38	42	39	33	50
10	° rimbalzo	44	43	36	45	38	33	49
11	° rimbalzo	43	48	36	38	38	34	50
12	° rimbalzo	43	44	38	42	38	34	53
13	° rimbalzo	43	45	38	42	42	34	48
14	° rimbalzo	42	50	38	41	40	38	48
15	° rimbalzo	45	46	36	38	38	35	46
mediana		43.77	45.00	38.00	42.00	38.00	34.00	49.00
R_c [N/mm²]		**49.64**	**52.04**	**38.83**	**46.24**	**38.83**	**31.78**	**60.09**
R_c = resistenza cubica								

Tabella 3 – Risultati indagini sclerometriche

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

10.2.3 Indagini a ultrasuoni

Le indagini ultrasoniche consentono la determinazione delle caratteristiche elastiche dei materiali, il grado di omogeneità, la presenza di fratturazioni o cavità. Il metodo si basa sulla misurazione della velocità di propagazione dell'impulso ultrasonico all'interno del materiale da esaminare, velocità che dipende dalla densità e dalle proprietà elastiche del mezzo stesso. I risultati di queste indagini vengono utilizzate per determinare il valore della resistenza a compressione tramite il metodo combinato Sonreb, come illustrato nel prossimo paragrafo.

10.2.4 Metodo combinato Sonreb

Per ridurre gli errori commessi con le due metodologie sopra descritte (indagini sclerometriche e indagini a ultrasuoni) è stato sviluppato il metodo combinato SONREB, regolamentato dalla norma RILEM NDT 1. Si è infatti notato che il contenuto di umidità fa sottostimare l'indice sclerometrico e sovrastimare la velocità ultrasonica, e che, all'aumentare dell'età del calcestruzzo, l'indice sclerometrico aumenta mentre la velocità ultrasonica diminuisce. L'uso combinato delle due prove consente quindi di compensare in parte gli errori commessi usando singolarmente le due metodologie. L'applicazione del metodo Sonreb permette di ottenere la resistenza cubica a compressione mediante alcune espressioni che legano l'indice di rimbalzo della prova sclerometrica Ir con la velocità ultrasonica V_L. Si riporta a seguire una tabella con indicate le resistenze cubiche a compressione determinate con il metodo Sonreb, per le seguenti tre formulazioni:

$R_c = 9.27 \times 10^{-11} V^{2.6} S^{1.4}$ *(RILEM)*

$R_c = 8.06 \times 10^{-8} V^{1.85} S^{1.246}$ *(Gasparik)*

$R_c = 1.20 \times 10^{-9} V^{2.466} S^{1.058}$ *(Di Leo-Pascale)*

	SON1	SON2	SON3	SON4	SON5	SON6	SON7
indice N:	43.77	45.00	38.00	42.00	38.00	34.00	49.00
velocita V [m/s]:	3929	3852	3916	4012	4558	4102	3967
f_c [N/mm^2]	**30.29**	**29.75**	**25.89**	**30.56**	**37.57**	**25.80**	**34.96**

Indice N: mediana dei rimbalzi sclerometrici
Velocità V: valore medio della velocità ultrasonica
fc = resistenza cilindrica del calcestruzzo stimata mediante il metodo utilizzato

Tabella 4 – Risultati metodo combinati Sonreb

10.2.5 Prova di penetrazione della CO_2

Il campione di calcestruzzo è stato sottoposto a prova colorimetrica, mediante soluzione idroalcolica di fenolftaleina all'1%, per la determinazione della profondità di penetrazione della CO_2 secondo la procedura indicata dalla norma UNI 14630:2007.

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

Provino n.	Data di prova	Esposizione	Livello di carbonatazione	
			$d_{k\ media}$ [mm]	$d_{k\ max}$ [mm]
C1	14/03/2013	Interno	0	-
C2	14/03/2013	Interno	20	-
C3	14/03/2013	Interno	30	35

Figura 25 –Prove di carbonatazione su carote estratte (C1 estratta da fondazione)

Provino n.	Data di prova	Elemento	Livello di carbonatazione d [mm]	Livello di carbonatazione medio[mm]
CA.01	18/04/2018	Pilastro/lato Esterno	5*	15.5
	18/04/2018	Pilastro/lato Esterno	15	
	18/04/2018	Pilastro/lato Esterno	16	
CA.02	18/04/2018	Pilastro/lato Interno	42	44.0
	18/04/2018	Pilastro/lato Interno	50	
	18/04/2018	Pilastro/lato Interno	40	
CA.03	18/04/2018	Traverso/lato Esterno	37	33.7
	18/04/2018	Traverso/lato Esterno	34	
	18/04/2018	Traverso/lato Esterno	30	
CA.04	18/04/2018	Traverso/lato Interno	36	37.7
	18/04/2018	Traverso/lato Interno	45	
	18/04/2018	Traverso/lato Interno	32	

* valore non considerato nel calcolo del valore medio

Figura 26 –Prove di carbonatazione su polveri

Buona parte delle superfici presentano una carbonatazione elevata con profondità comprese tra 20 e 40mm.

10.2.6 Prove di rottura a trazione

I campioni di barra prelevati dalla struttura sono stati siglati e portati presso il laboratorio del dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale, ICEA, dell'Università degli studi di Padova. Successivamente sono stati misurati e sottoposti a prova di rottura per trazione. Le prove sono state effettuate in accordo alla norma UNI EN ISO 15630-1:2010. Si riporta a seguire la tabella con i risultati delle prove, in termini di tensione di snervamento, di tensione di rottura e di allungamento.

Campione n.	Data di prova	Contrassegno	Marchio scheda n. C.A.	Trattamento termico	$\varnothing_n$ [mm]	$\varnothing_{eq}$ [mm]	Toll. [%]	f_y [N/mm^2]	f_t [N/mm^2]	A_{gt} [%]	Prova di piegamento
1	08/05/18	K.01	-	Non eseguito	16	15,9	-1	412	612	17,8	Non eseguita
2	08/05/18	K.02	-	Non eseguito	20	20,0	0	392	580	20,2	Non eseguita
3	08/05/18	K.03	-	Non eseguito	14	14,0	0	448	656	16,7	Non eseguita

Tabella 5 - Risultati prova a trazione su campioni di acciaio per c.a.

Valori medi:

f_{ym} = 417 MPa - snervamento

f_{tm} = 616 MPa - rottura

Le tensioni medie di snervamento risultano leggermente inferiori al valore previsto per l'acciaio AM 44, riportato nelle tavole di progetto.

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

10.3 LIVELLO DI CONOSCENZA

Le strutture esistenti si distinguono da quelle di nuova progettazione per gli aspetti seguenti:
- il progetto riflette lo stato delle conoscenze al tempo della loro costruzione;
- il progetto può contenere difetti di impostazione concettuale e di realizzazione non evidenti.

Tali opere possono essere state soggette a terremoti passati o ad altre azioni accidentali i cui effetti non sono manifesti. Di conseguenza la valutazione della sicurezza ed il progetto degli interventi sono normalmente affetti da un grado di incertezza diverso da quello delle strutture di nuova progettazione. Ciò comporta l'impiego di adeguati fattori di confidenza nelle verifiche di sicurezza come pure metodi di analisi e di verifica dipendenti dalla completezza e dall'affidabilità dell'informazione disponibile.

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza, si distinguono i tre livelli di conoscenza seguenti:

- LC 1: Conoscenza limitata;
- LC 2: Conoscenza adeguata;
- LC 3: Conoscenza accurata.

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono:
- geometria, ossia le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali;
- dettagli strutturali, ossia la quantità e disposizione delle armature, compreso il passo delle staffe e la loro chiusura, per il c.a., i collegamenti per l'acciaio, i collegamenti tra elementi strutturali diversi, la consistenza degli elementi non strutturali collaboranti;
- materiali, ossia le proprietà meccaniche dei materiali.

L'insieme dei dati raccolti da documentazione esistente e indagine conoscitiva specifica ha permesso di raggiungere nel caso in esame il ***Livello di Conoscenza LC2***, secondo la tabella C8A.1.2 del D.M. 14/01/08 (riportata a seguire), a cui corrisponde l'assunzione di un fattore di confidenza **FC** pari a **1.2**.

Tabella C8.5.IV – *Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio*

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e *indagini limitate* in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e *prove limitate* in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con *indagini limitate* in situ; in alternativa *indagini estese* in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con *prove limitate* in situ; in alternativa da *prove estese* in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con *indagini limitate* in situ; in alternativa *indagini esaustive* in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con *prove estese* in situ; in alternativa da *prove esaustive* in situ	Tutti	1,00

(*) A meno delle ulteriori precisazioni già fornite nel § C8.5.4.

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

10.4 PROPRIETA' DEI MATERIALI ASSUNTI NELLE VERIFICHE

10.4.1 Calcestruzzo

Riassumendo le prove sul calcestruzzo hanno fornito i seguenti valori:

- Prova di compressione: **$R_{cil\ 1}$ = 41.3MPa**
  $R_{cil\ 2}$ = 35.6MPa
  $R_{cil\ 3}$ = 31.4MPa
- Indagini sclerometriche: resistenza cubica compresi tra 75 e 31.8 MPa
- Metodo Sonreb: resistenza cilindrica compresa tra 37.6 e 25.8 MPa

Si prende come riferimento i valori di resistenza dati dalla prova a compressione sulle carote estratte perché meno influenzata dal fenomeno della carbonatazione, ampliamente riscontrata sulle strutture in c.a..

Si differenzia inoltre la resistenza tra la struttura di fondazione e quelle in elevazione

Provino n.	Ø [mm]	h [mm]	Rapporto h/Ø	Sez [mm²]	M_u [kg/dm³]	Carico Max [kN]	R_c [N/mm²]	f_c [N/mm²]	Tipo di rottura
C 1	94	95	1.01	6936	2.38	286.5	**41.3**	34.3	S
C 2	94	94	1.00	6936	2.28	246.9	**35.6**	29.5	S
C 3	94	94	1.00	6936	2.25	217.8	**31.4**	26.6	S

Legenda:

Diametro del provino: [Ø]

Altezza provino: [h]

Snellezza del provino (h/Ø):

Area resistente del provino [Sez.]

Massa dell'unità di volume: [M_u]

Tensione di rottura del provino con 0.95 < h/Ø < 1.05 assimilabile alla resistenza cubica: [R_c]

Tensione di rottura del provino con 1.95 < h/Ø < 2.05 assimilabile alla resistenza cilindrica: [f_c]

Tipo di rottura: [S] soddisfacente / [NS] non soddisfacente

Nota: la resistenza del provino assume valore di "resistenza cubica" o "cilindrica" in funzione del rapporto di snellezza dello stesso (R_c se h/Ø ≈ 1, f_c se h/Ø ≈ 2). In tabella, nelle colonne R_c o f_c viene indicato in grassetto il dato ottenuto sperimentalmente, mentre l'altro valore si ottiene dalla relazione proposta dalla normativa $f_c = 0.83\ R_c$

Per quanto riguarda le prove SONREB tarate grazie alle prove a rottura si ha:

Prova n.	Elemento
SON1	pilastro
SON2/C02	traverso
SON3/C03	traverso
SON4	traverso
SON5	pilastro
SON6	pilastro
SON7	traverso
C01	fondazione

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

	SON1	SON2	SON3	SON4	SON5	SON6	SON7
indice N:	43.77	45.00	38.00	42.00	38.00	34.00	49.00
velocita V [m/s]:	3929	3852	3916	4012	4558	4102	3967
f_c [N/mm²]	**30.29**	**29.75**	**25.89**	**30.56**	**37.57**	**25.80**	**34.96**

Indice N: mediana dei rimbalzi sclerometrici
Velocità V: valore medio della velocità ultrasonica
fc = resistenza cilindrica del calcestruzzo stimata mediante il metodo utilizzato

Per il calcolo delle capacità della fondazione:

- elementi duttili: valore determinato dalla prova a rottura diviso per il Fattore di Confidenza.
- elementi fragili: valore determinato dalla prova a rottura diviso per il Fattore di Confidenza e per il coefficiente parziale relativo.

FONDAZIONE
$f_{ck,m} = R_{ck,m} * 0,83 = 41,3 * 0,83 = 34,3$ MPa

$\mathbf{f_{cd,duttile}} = f_{ck,m} / FC = 34.3 / 1.20 =$ **28.6** MPa
$\mathbf{f_{cd,fragile}} = f_{ck,m} / (FC*\gamma_c) = 34.3 / (1.20*1.5) =$ **19.1** MPa

Per il calcolo delle capacità dell'elevazione (fusto, vasca, ecc.):

- elementi duttili: valore determinato dalle prove SONREB diviso per il Fattore di Confidenza.
- elementi fragili: valore determinato dalle prove SONREB diviso per il Fattore di Confidenza e per il coefficiente parziale relativo.

ELEVAZIONI
$f_{ck,m,rottura} = (35.6 + 31.4) / 2 = 33.5$MPa
$f_{ck,m,SONREB} = (30,29+29,75+25,89+30,56+37,57+25,8+34,96) / 7 = 30.7$Mpa

$\mathbf{f_{cd,duttile}} = f_{ck,m} / FC = 30.7 / 1.20 =$ **25.6** MPa
$\mathbf{f_{cd,fragile}} = f_{ck,m} / (FC*\gamma_c) = 30.7 / (1.20*1.5) =$ **17** MPa

(Cautelativamente si utilizza il valore più basso).

10.4.2 Armature

Per il calcolo delle capacità degli elementi duttili si utilizza il valore medio di snervamento dell'acciaio dedotto dalle prove a trazione, diviso per il Fattore di Confidenza. Per gli elementi fragili si utilizza il valore medio diviso per il Fattore di Confidenza e diviso per il coefficiente parziale relativo.

$\mathbf{f_{yd,duttile}} = f_{yk,m} / FC = 417 / 1.20 =$ **347.5** MPa

$\mathbf{f_{yd,fragile}} = f_{yk,m} / (FC*\gamma_c) = 417 / (1.20*1.15) =$ **302** MPa

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

11 MODELLO NUMERICO

Il modello di riferimento per le analisi è stato realizzato tramite il Software agli elementi finiti Midas Gen. I pilastri e i traversi sono stati trattati come elementi monodimensionali beam, mentre le vasche, i solai e la platea di fondazione come elementi bidimensionali plate. I carichi sono stati assegnati come pressioni sugli elementi plate o come carichi lineari distribuiti sugli elementi beam. l'interazione con il terreno è stata introdotta attraverso il modello di Winkler con l'inserimento di molle traslazionali verticali di opportuna rigidezza. Si riportano di seguito alcune immagini a chiarimento del risultato ottenuto.

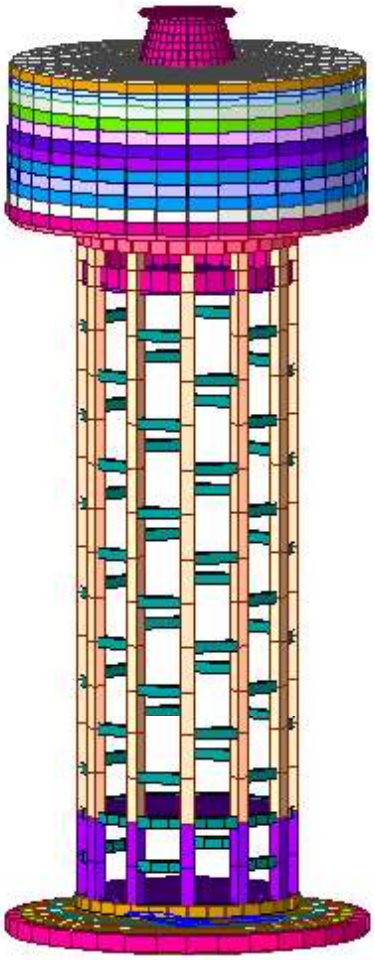


Figura 27 - Vista globale del modello FEM di partenza

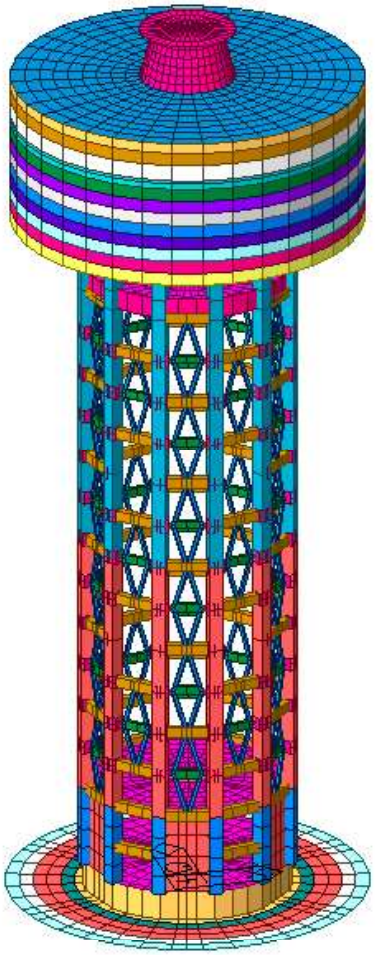


Figura 28 - Altra vista globale del modello FEM con interventi di rinforzo

Dopo la costruzione del modello allo "stato di fatto" sono stati introdotti gli elementi utilizzati per gli interventi per ottenere un modello che dia una risposta del torrino allo "stato di progetto".

11.1 Analisi dinamica non lineare (time history)

La metodologia di analisi scelta per la valutazione della risposta strutturale del manufatto post-intervento è del tipo dinamica non lineare. L'analisi dinamica non lineare si basa sull'impiego di

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

accelerogrammi al fine del calcolo della risposta sismica della struttura che avviene mediante integrazione diretta (al passo) dell'equazione del moto:

$$[M]\ddot{u}(t) + [C]\dot{u}(t) + [K]u(t) = p(t)$$

Dove si definisce:

$[M]$: Matrice delle masse

$[C]$: Matrice di smorzamento

$[K]$: Matrice di rigidezza

$p(t)$: Carico dinamico

e $u(t)$, $\dot{u}(t)$ e $\ddot{u}(t)$ sono, rispettivamente, lo spostamento, la velocità e l'accelerazione.

Per la realizzazione dell'integrazione al passo il software Midas Gen utilizza il metodo di Newmark. Al fine del presente lavoro, gli accelerogrammi di riferimento per l'esecuzione dell'analisi vengono definiti in modo artificiale attraverso il software SIMQKE del Professor Gelfi. Le NTC18, al paragrafo 3.2.3.6, prescrivono che la coerenza degli accelerogrammi artificiali, rispetto allo spettro elastico, debba esse verificata in riferimento alla media delle ordinate spettrali dove si richiede uno scarto di difetto non superiore al 10%. Inoltre, l'accelerogramma generato dovrà essere dotato di una parte pseudo-stazionaria di durata 10 *s* e deve essere preceduto e seguito da tratti di ampiezza crescente e decrescente in modo che la durata complessiva sia non inferiore a 25 secondi. L' analisi viene eseguita, in accordo con NTC18, in funzione delle sollecitazioni massime ottenute analizzando 3 famiglia di accelerogrammi spettrocompatibili (applicati a coppie in direzione x e y).

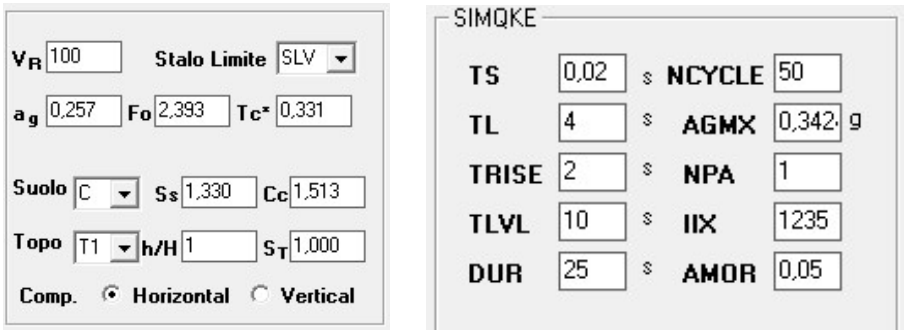


Figura 29 – Parametri introdotti in SIMQKE per la generazione di accelerogrammi spettro-compatibili all'SLV.

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

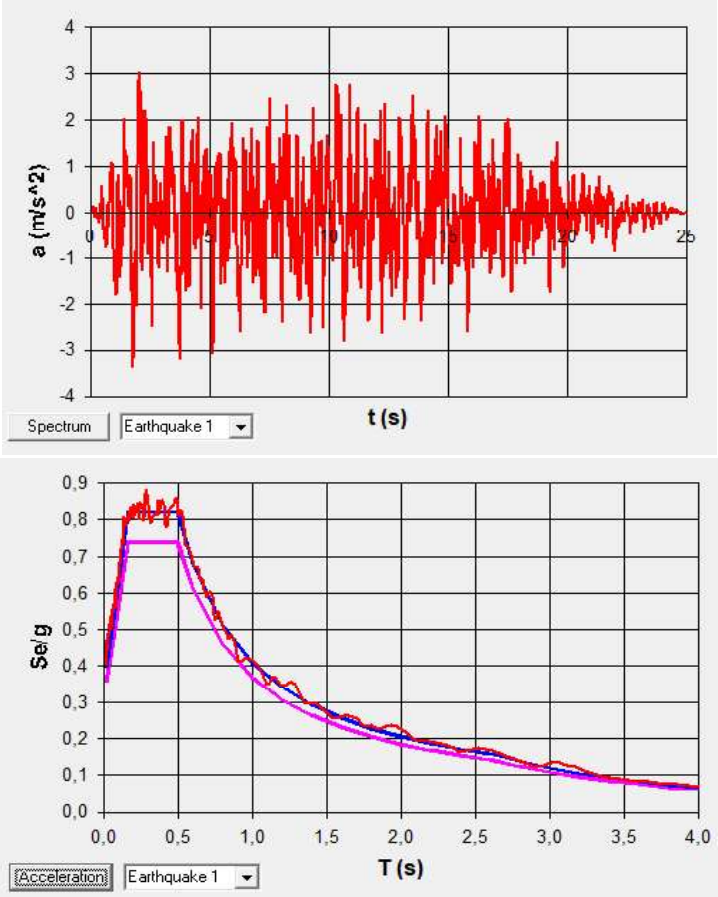


Figura 30 – Grafico del primo accelerogramma spettrocompatibile generato e confronto con lo spettro elastico.

11.2 Modellazione del comportamento non lineare per traversi e pilastri

La modellazione del comportamento non lineare, per quanto concerne gli elementi in calcestruzzo, avviene attraverso il metodo a fibre, utilizzando per il calcestruzzo il modello di Kent e Park e per l'acciaio quello di Menegotto-Pinto.

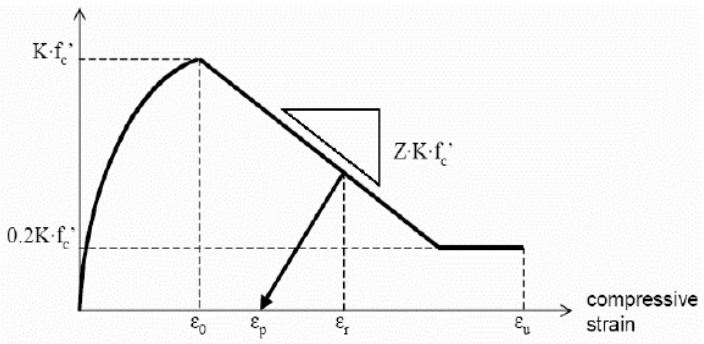


Figura 31 – Diagramma teorico sforzo-deformazione per il modello di Kent e Park

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

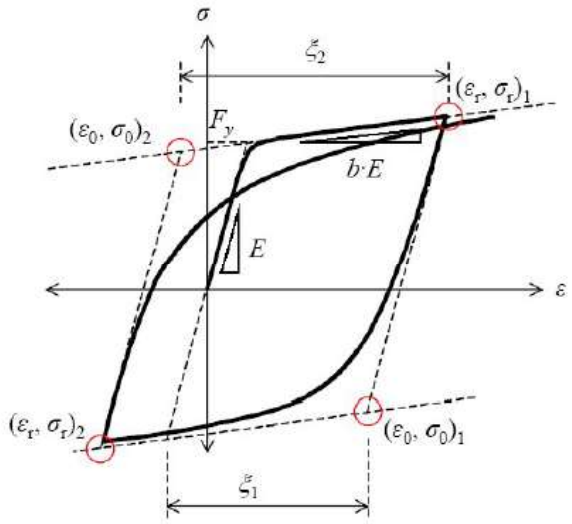


Figura 32 – Diagramma sforzo-deformazione per il modello di Menegotto e Pinto.

L'incremento di resistenza e duttilità, generato sui traversi e sui pilastri dall'applicazione del confinamento, viene implementato attraverso opportuna modifica delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo nella modellazione a fibre.

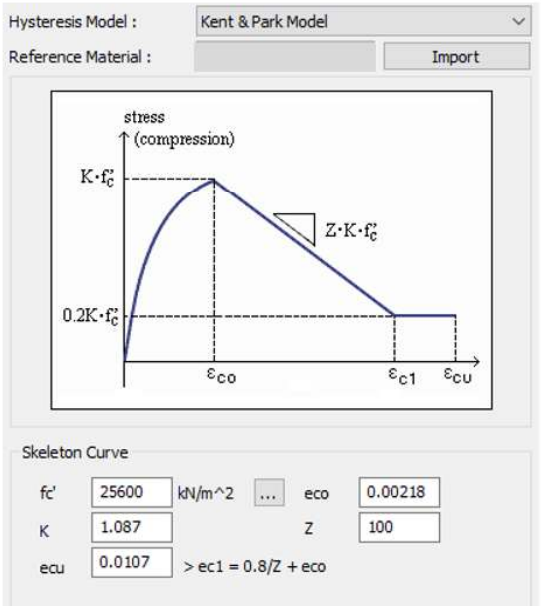


Figura 33 – Implementazione del modello di Kent e Park per i traversi confinati.

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

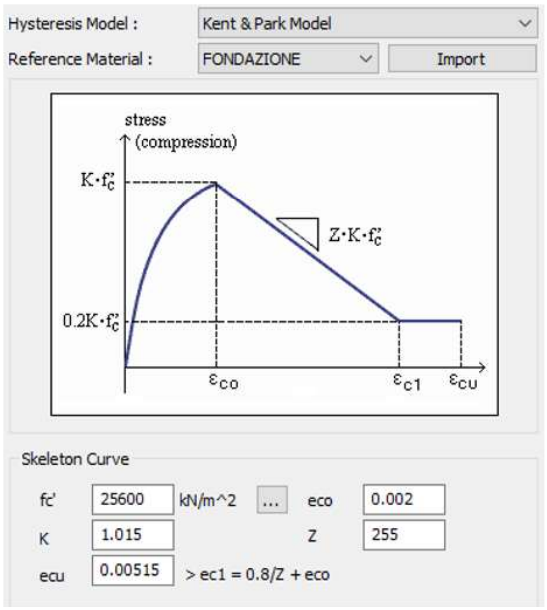


Figura 34 – Implementazione del modello di Kent e Park per i pilastri confinati.

Definito il comportamento dei materiali, è possibile procedere alla modellazione delle sezioni caratteristiche dei diversi elementi in accordo con quanto rilevato in fase di indagini in situ e in accordo con gli interventi progettati.

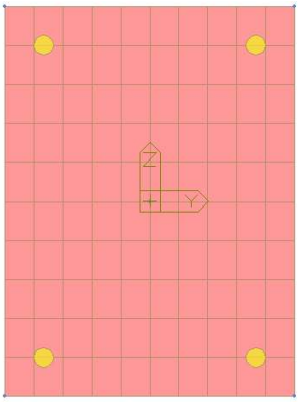


Figura 35 – Modellazione a fibre dei traversi confinati.

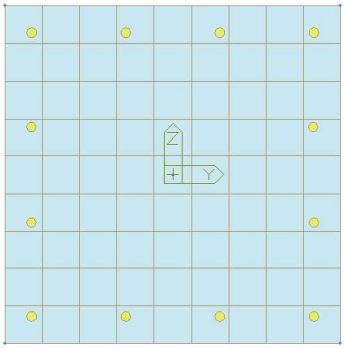


Figura 36 – Modellazione a fibre dei pilastri non confinati

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

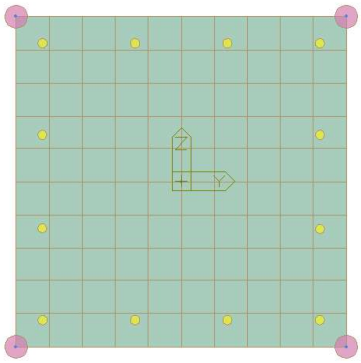


Figura 37 – Modellazione a fibre della sezione dei pilastri confinati.

11.3 Modellazione del comportamento lineare e non lineare dei controventi dissipativi

Per quanto concerne i controventi dissipativi. I traversi in acciaio vengono modellati attraverso elementi di tipo *beam* di opportuna sezione, mentre, per le azioni in gioco e le rigidezze reciproche tra elementi, risulta consono procedere alla modellazione dei tubolari diagonali come semplici elementi truss. I dispositivi ADAS sono modellati con un elemento beam di rigidezza flessionale equivalente alle sette piastre fissate in parallelo. Si riporta in figura il risultato finale del processo di definizione dell'elemento equivalente.

Elemento fittizio elastico	
n	1
b	57.5 mm
t	44.8 mm
h	100 mm
E	200000.0 Mpa
I	430844.6 Mpa
$K_{rot,e}$	**2585067520 N m m**

L' elemento ADAS viene costruito tenendo conto degli effettivi offset, dovute ai particolari costruttivi, che nascono sul sistema, attraverso la definizione di elementi *rigid links* di opportuna lunghezza. Il risultato del processo di modellazione viene riportato in figura:

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

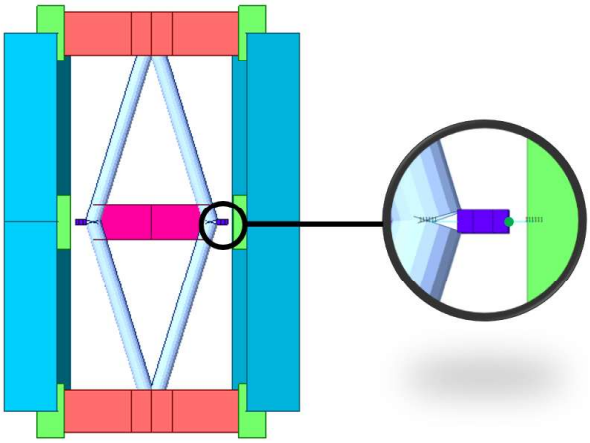


Figura 38 – particolare modello adas

11.4 Implementazione dei setti in c.a.

La realizzazione di setti in c.a. al piano terra del torrino viene modellato attraverso l'implementazione di elementi *plate* di spessore pari a 65 cm. Tali elementi vengono modellati in continuità con i pilastri preesistenti, lateralmente, mentre inferiormente con la corona di fondazione.

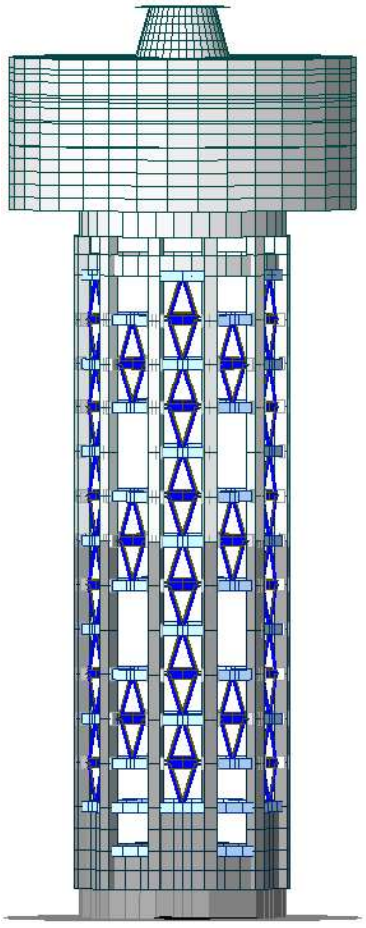


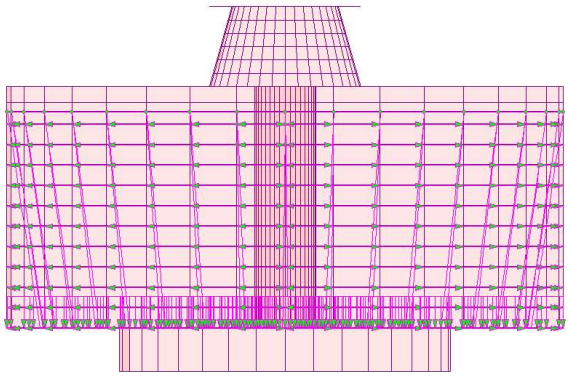
Figura 39 – Risultato finale del processo di modellazione della struttura post-intervento.

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

11.5 Implementazione dei carichi

I carichi permanenti strutturali sono stati implementati nel modello in modo automatico attraverso il comando *Self Weight* in direzione verticale z. Allo stesso modo, per quanto concerne l'analisi sismica, il programma presenta l'opzione automatica di conversione di tali carichi in masse sismiche concentrate in posizione nodale (*Lumped Mass*).

Le spinte dell'acqua, nel caso di vasca piena in condizioni statiche, sono invece modellate applicando una pressione idrostatica agli elementi *plate*, delle pareti e del fondo della vasca, come riportato in *figura*.



11.6 Massa totale della struttura

Si riporta a seguire il calcolo della massa complessiva del serbatoio.

VASCA SUPERIORE

PARETE PERIMETRALE + PARETE POZZO INTERNO

h_1 =	5.45	m
sp_1 =	0.20	m
R_1 =	6.50	m
$2\pi R_1$ =	40.84	m
V_{w1} =	44.52	m^3
h_2 =	5.45	m
sp_2 =	0.10	m
R_2 =	0.75	m
$2\pi R_2$ =	4.71	m
V_{w2} =	2.57	m^3
γ =	2500	kg/m^3
m_w =	117712	kg

SOLAIO DI BASE VASCA

V =	90.75	m^3
γ =	2500	kg/m^3
m_b =	226875	kg

SOLAIO DI COPERTURA DELLA VASCA

R =	6.8	m
r =	0.75	m
A =	143.50	m^2
sp =	0.22	m
γ =	2500	kg/m^3
p.p. =	550	kg/m^2
acc =	150	kg/m^2
m_r =	78925	kg

CUPOLINO

V =	2.52	m^3
γ =	2500	kg/m^3
m_r =	6300	kg

TOTALE MASSA VASCA = 429812 kg = 4216 kN

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

FUSTO					
PILASTRI			*SOLAI INTERMEDI*		
V =	6.375	m^3	V =	35.85	m^3
n =	12.00		γ =	2500	kg/m^3
γ =	2500	kg/m^3	m_{solai} =	89625	kg
m_{pil} =	191250	kg			
TRAVERSI			*PARETI TAMPONAMENTO*		
V =	0.24	m^3	H =	3.2	m
n =	66.00		L =	2.10	m
ρ =	2500	kg/m^3	sp =	0.3	m
m_{trav} =	39600	kg	γ =	12	kN/m^3
			n =	12	
			m_{pareti}	29593	kg
TOTALE MASSA FUSTO =	**350068**	**kg**	**=**	**3434**	**kN**

11.7 Modellazione della massa impulsive e convettiva

11.7.1 Massa impulsiva

La massa del fluido contenuto nel serbatoio, che si muove rigidamente con le pareti in caso di sisma, si calcola con la seguente formula:

$$m_i = m2\gamma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{I_1(v_n/\gamma)}{v_n^3 I_1'(v_n/\gamma)}$$ (A.4 EN 1998-4)

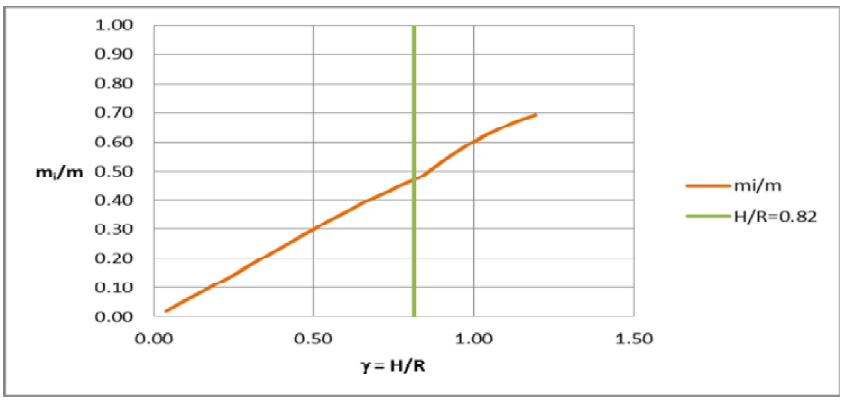
con:

$$v_n = \frac{2n+1}{2}\pi$$

$$\gamma = H/R$$

m massa totale contenuta del fluido (=ρ π R^2 H)

A seguire si riporta la variazione del rapporto m_i/m con il variare del riempimento del serbatoio (γ=H/R).



TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

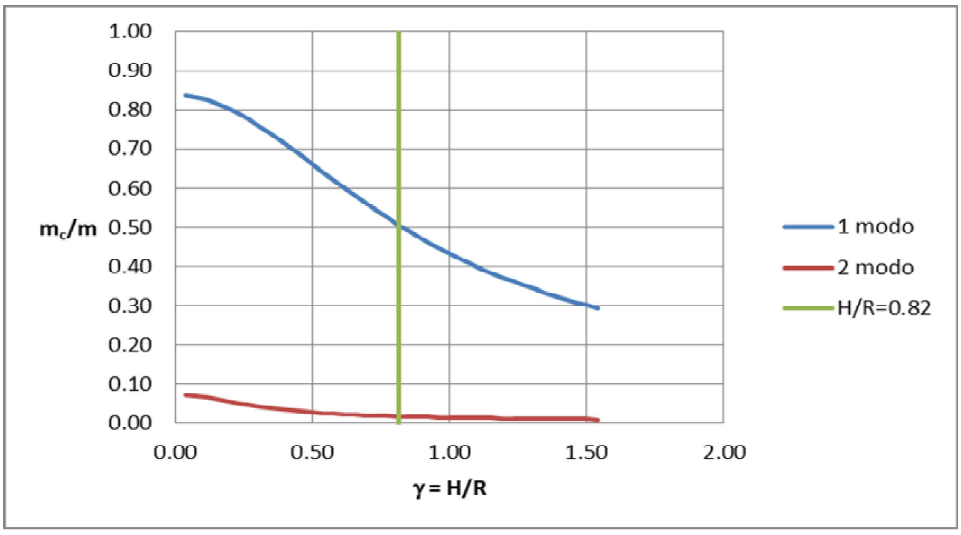
11.7.2 Massa convettiva

La massa modale convettiva n-esima si può calcolare con la seguente formula:

$$m_{cn} = m\frac{2\tanh(\lambda_n\gamma)}{\gamma\lambda_n(\lambda_n^2-1)}$$ (A.12 EN 1998-4)

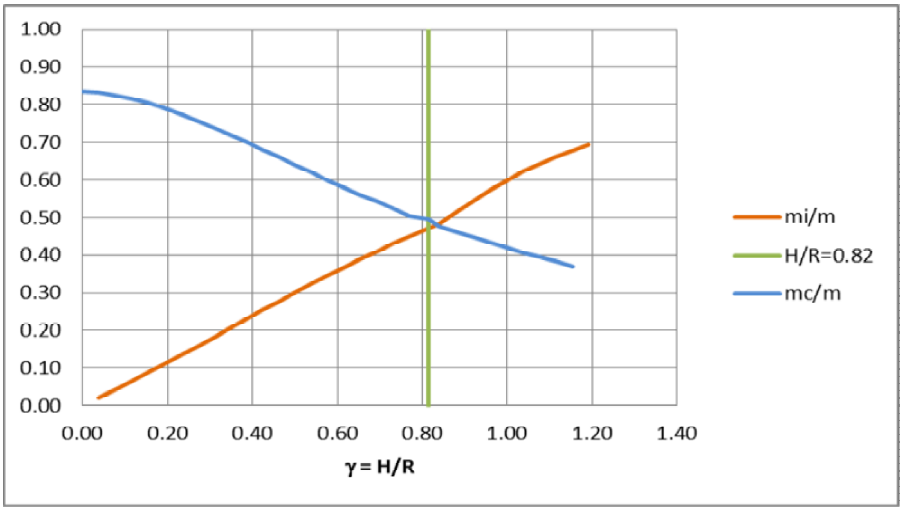
con: $\lambda_1 = 1.841$, $\lambda_2 = 5.331$, $\lambda_3 = 8.536$

A seguire si riporta la variazione del rapporto m_c/m con il variare del riempimento del serbatoio (γ=H/R).



In genere è solamente la massa convettiva del 1° modo che viene presa in considerazione.

Nel grafico seguente si riporta un confronto tra la variazione delle due masse, convettiva di modo 1 e impulsiva (in forma grafica e tabellare):



TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

H (m)	γ =H/R	m (kg)	mi/m	mi (kg)	mc/m	mc (kg)
0.00	0.00					
0.25	0.04	33023	0.021	697	0.836	27596
0.50	0.08	66045	0.043	2821	0.832	54918
0.75	0.12	99068	0.065	6418	0.825	81702
1.00	0.15	132091	0.087	11530	0.815	107705
1.25	0.19	165113	0.110	18197	0.804	132713
1.50	0.23	198136	0.133	26451	0.790	156547
1.75	0.27	231159	0.157	36314	0.775	179067
2.00	0.31	264181	0.181	47801	0.758	200173
2.25	0.35	297204	0.205	60907	0.740	219802
2.50	0.38	330227	0.229	75613	0.721	237928
2.75	0.42	363249	0.253	91881	0.701	254558
3.00	0.46	396272	0.277	109659	0.681	269721
3.25	0.50	429295	0.300	128878	0.660	283473
3.50	0.54	462317	0.323	149458	0.640	295881
3.75	0.58	495340	0.346	171314	0.620	307028
4.00	0.62	528363	0.368	194351	0.600	317000
4.25	0.65	561385	0.389	218477	0.581	325890
4.50	0.69	594408	0.410	243597	0.562	333789
4.75	0.73	627431	0.430	269620	0.543	340788
5.00	0.77	660453	0.449	296457	0.525	346973
5.30	**0.82**	**700080**	**0.471**	**329621**	**0.505**	**353436**

Come si nota dalla tabella e dal diagramma sopra riportati, per la vasca in analisi il rapporto H/R risulta pari a 0.82 (vasca tozza), e la percentuale di massa convettiva risulta compresa tra il 50% e l'85%, in base all'altezza del liquido contenuto. In genere per serbatoi molto alti la maggior parte del moto del liquido è di tipo impulsivo, mentre per serbatoi bassi l'azione di sloshing coinvolge una buona percentuale di liquido, producendo un rilevante moto ondoso.

L'EC8-4 riporta la seguente formula per il calcolo del periodo di oscillazione del primo modo di sbattimento:

$$T_{con} = C_c\sqrt{R}$$ (A.36 EN 1998-4)

con:

C_c coefficiente riportato nel prospetto A.2, espresso in s/m$^{1/2}$, sotto riportato.

H/R	C_c
0.3	2.09
0.5	1.74
0.7	1.60
1.0	1.52
1.5	1.48
2.0	1.48
2.5	1.48
3.0	1.48

Da questa tabella non si ricava però il comportamento della curva per valori di H/R minori di 0.3. Si adotta perciò la seguente formula, sempre riportata all'interno dell'EC8-4:

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

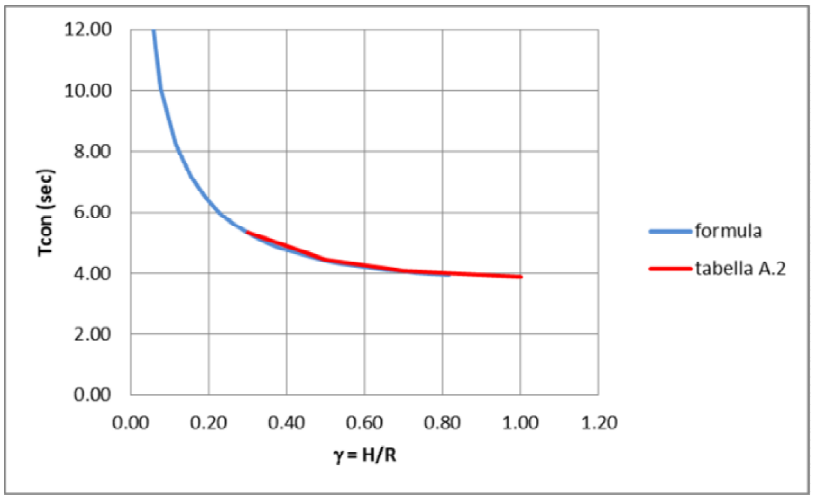
$$T_{conv} = 2\pi/\omega_c$$

$$\omega_c = \sqrt{g\frac{\lambda_n}{R}\tanh(\lambda_n\gamma)}$$

(A.9 EN 1998-4)

$$\gamma = H/R$$

$$\lambda_1 = 1.841$$



H (m)	γ =H/R	T_{conv} (sec)	Se(T_{conv}) (g)	Se(T_{conv}) (m/sec²)
0.00	0.00			
0.25	0.04	14.177	0.007	0.071
0.50	0.08	10.050	0.014	0.141
0.75	0.12	8.240	0.021	0.210
1.00	0.15	7.176	0.028	0.277
1.25	0.19	6.465	0.035	0.341
1.50	0.23	5.953	0.041	0.402
1.75	0.27	5.566	0.047	0.460
2.00	0.31	5.264	0.052	0.514
2.25	0.35	5.024	0.058	0.565
2.50	0.38	4.828	0.062	0.611
2.75	0.42	4.668	0.067	0.654
3.00	0.46	4.535	0.071	0.693
3.25	0.50	4.424	0.074	0.728
3.50	0.54	4.330	0.077	0.760
3.75	0.58	4.250	0.080	0.789
4.00	0.62	4.183	0.083	0.814
4.25	0.65	4.126	0.085	0.837
4.50	0.69	4.076	0.087	0.858
4.75	0.73	4.034	0.089	0.876
5.00	0.77	3.998	0.091	0.892
5.30	**0.82**	**3.962**	**0.093**	**0.908**

11.8 Quote dei baricentri delle pressioni idrodinamiche

La formula per il calcolo dell'altezza del baricentro della pressione idrodinamica impulsiva, immediatamente sopra la base della vasca, è la seguente:

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

$$h_i = H \frac{\sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n I_1(v_n/\gamma)}{v_n^4 I_1'(v_n/\gamma)} \left(v_n (-1)^n - 1\right)}{\sum_{n=0}^{\infty} \frac{I_1(v_n/\gamma)}{v_n^3 I_1'(v_n/\gamma)}}$$

(A.6b EN 1998-4)

Invece la formula per il calcolo dell'altezza del baricentro della pressione idrodinamica impulsiva, sotto la base della vasca, è la seguente:

$$h_i^* = H \frac{\frac{1}{2} + 2\gamma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{v_n + 2(-1)^{n+1} I_1(v_n/\gamma)}{v_n^4 I_1'(v_n/\gamma)}}{2\gamma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{I_1(v_n/\gamma)}{v_n^3 I_1'(v_n/\gamma)}}$$

(A.6a EN 1998-4)

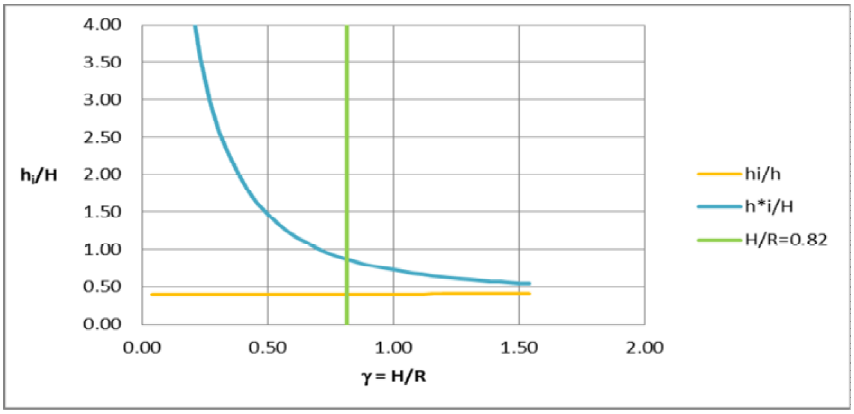
con:

$I_1(x)$ funzione di Bessel modificata del primo ordine

$I_1'(x)$ derivata della funzione di Bessel modificata del primo ordine = $I_0(x)-I_1(x)/x$

$$v_n = \frac{2n+1}{2}\pi$$

L'andamento di h_i e di h_i^*, per i primi due modi, al variare di □, per il serbatoio in analisi, è riportato nell'immagine seguente:



Nel caso di serbatoio pieno si hanno i seguenti valori:

H = 5.3m

R = 6.5m

□ = 0.82

$h_i/H = 0.400 \rightarrow h_i = 2.120$m

$h_i^*/H = 0.865 \rightarrow h_i^* = 4.585$m

La formula per il calcolo dell'altezza del baricentro della pressione idrodinamica convettiva, immediatamente sopra la base della vasca (che corrisponde alla quota a cui deve essere applicato l'oscillatore equivalente per dare il valore adeguato del momento alla base della parete), è la seguente:

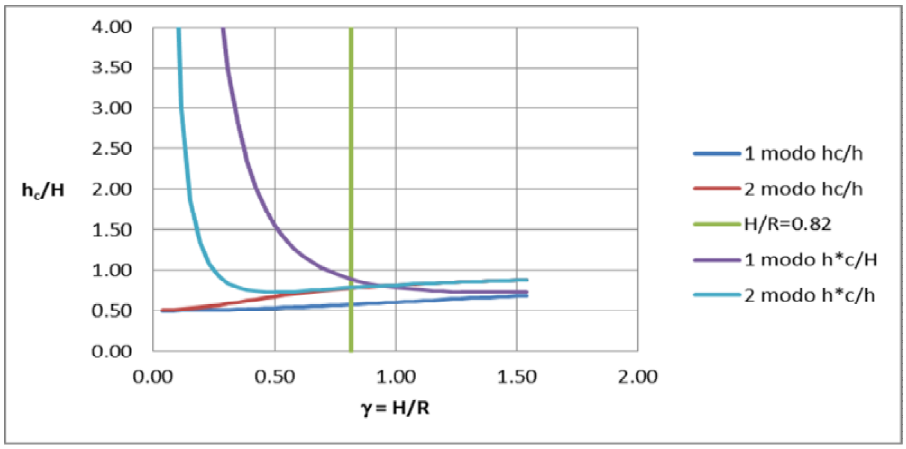
TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

$$h_c = H\left(1+\frac{1-\cosh(\lambda_n\gamma)}{\lambda_n\gamma\sinh(\lambda_n\gamma)}\right)$$ (A.14b EN 1998-4)

Invece la formula per il calcolo dell'altezza del baricentro della pressione idrodinamica convettiva, immediatamente sotto la base della vasca, è la seguente:

$$h_c^* = H\left(1+\frac{2-\cosh(\lambda_n\gamma)}{\lambda_n\gamma\sinh(\lambda_n\gamma)}\right)$$ (A.14a EN 1998-4)

L'andamento di h_c e di h_c^*, per i primi due modi, al variare di □, per il serbatoio in analisi, è riportato nell'immagine seguente:



Nel caso di serbatoio pieno si hanno i seguenti valori:
H = 5.3m
R = 6.5m
□ = 0.82
$h_c/H = 0.577 \rightarrow h_c = 3.058$m
$h_c^*/H = 0.889 \rightarrow h_c^* = 4.712$m

11.9 Modellazione

La definizione della massa impulsiva e convettiva all' interno del modello globale avviene secondo l'approccio di Housner, rappresentato nell'immagine seguente:

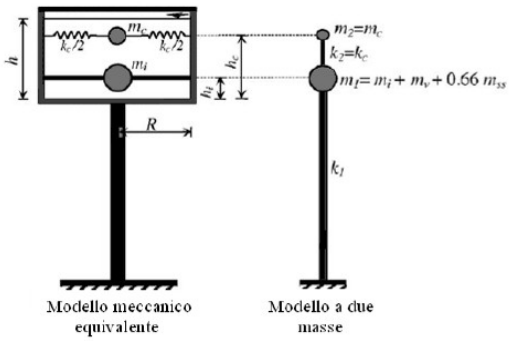


Figura 40 – Modello a due masse di serbatoio sopraelevato suggerito da Housner

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

In questo approccio le due masse "m_1"e "m_2"sono assunte con comportamento indipendente e le forze di inerzia che nascono dal supporto, per effetto dell'evento sismico, sono stimate considerando due separati sistemi ad un grado di libertà:

- m_2 rappresenta la massa interessata dallo sloshing (che corrisponde alla massa convettiva m_c);
- m_1 è invece costituita da 3 aliquote:
- m_i è la massa impulsiva del fluido, cioè la massa d'acqua solidale alle pareti del contenitore;
- m_v è la massa della vasca;
- $0.66m_{ss}$ è un'aliquota della massa associata alla struttura di supporto.

La massa di fluido nelle due vasche che oscilla per effetto dello sloshing (massa convettiva $m_c = m_2$), è inserita nel modello come una massa nodale connessa alle pareti della vasca tramite molle di rigidezza K_c, calcolate come indicato dall'Eurocodice:

$$K_c = \omega_c^2 m_c$$

Le masse convettive sono state posizionate alla quota h_c dal fondo della vasca.

Nel caso di vasca piena si ha:
$\square_c = 1.586$
$m_c = 353436$kg
$K_c = 889$kN/m
$K_c/2 = 444.5$kN/m

Le masse m_1 invece sono applicate nel modello come masse nodali connesse alle pareti del serbatoio tramite elementi rigid link nel piano XY. Per tenere conto degli effetti al di sotto della vasca la massa impulsiva e la massa convettiva sono posizionate rispettivamente ad altezza *hi'* e *hc'*. Tale condizione viene mantenuta per tutte le analisi tranne in fase di verifica delle pareti della vasca dove, in accordo con quanto previsto da EN1998-4, è necessario collocare le masse rispettivamente a quota *hi* e *hc*.

A seguire si riporta un'immagine del modello utilizzato, nel caso di vasca piena:

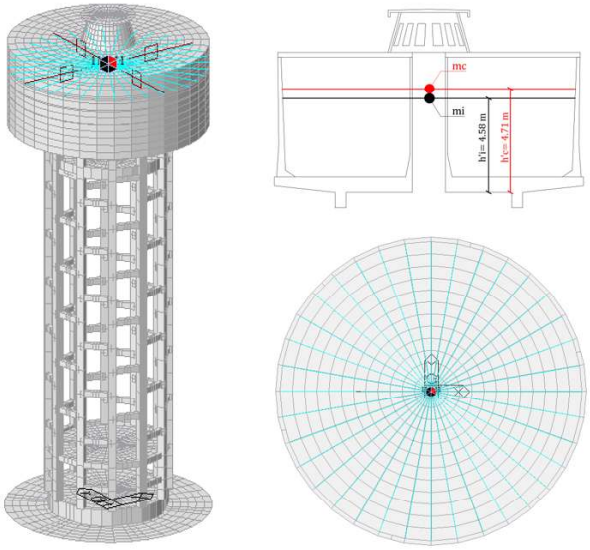


Figura 41 – Modello globale con le masse inserite

Vengono ora riportate le verifiche sismiche secondo la condizione più sfavorevolo (vasca piena).
Nelle verifiche verranno considerati gli elementi utilizzati per il rinforzo sismico.

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

12 VERIFICHE STATICHE

Conformemente alle indicazioni riportate nel D.M. 17/01/2018, prima di eseguire l'analisi sismica della struttura, è necessario valutarne la situazione statica. Di seguito vengono riportate le verifiche statiche delle principali strutture portanti, soprattutto di quelle di cui sono a nostra disposizione le armature di progetto. La combinazione adottata nelle verifiche è:
Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

con:
G_1 peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
G_2 peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
Q azioni variabili;
E azioni sismiche.
Nelle combinazioni sono indicati con il pedice k i valori caratteristici, senza pedice k i valori nominali.

I coefficienti γ_M e γ_R sono definiti nei capitoli successivi.

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

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

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

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:
γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G_1;
γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G_2;
γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili Q.
Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Capitolo 6.
Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\gamma_P = 1,0$.
Altri valori di coefficienti parziali sono riportati nei capitoli successivi con riferimento a particolari azioni specifiche.

12.1 VERIFICA VASCA

12.1.1 Pareti della vasca

Per quanto riguarda le armature presenti nelle pareti della vasca, si prende come riferimento la tavola di progetto n°1888/3 del 28/12/1972 – Armatura vasca.

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

Armatura orizzontale:

Quota (m)	A_{fi} (mm^2)		A_{fe} (mm^2)		N_{Rd} (kN/0.5m)	N_{Rd} (kN/m)
0-0.50	5ϕ14	769.69	5ϕ14	769.69	534.93	962.88
0.50-1.00	4ϕ14	615.75	4ϕ14	615.75	427.95	
1.00-1.50	3ϕ14	461.81	3ϕ14	461.81	320.96	641.92
1.50-2.00	3ϕ14	461.81	3ϕ14	461.81	320.96	
2.00-2.50	4ϕ12	452.39	4ϕ12	452.39	314.41	550.22
2.50-3.00	3ϕ12	339.29	3ϕ12	339.29	235.81	
3.00-3.50	2ϕ12	226.19	2ϕ12	226.19	157.21	320.96
3.50-4.00	3ϕ10	235.62	3ϕ10	235.62	163.76	
4.00-4.50	3ϕ10	235.62	3ϕ10	235.62	163.76	272.93
4.50-5.00	2ϕ10	157.08	2ϕ10	157.08	109.17	
5.00-5.45	2ϕ10	157.08	2ϕ10	157.08	109.17	109.17

Armatura verticale (alla base): 4ϕ10/40cm

Per analizzare le sollecitazioni agenti sulle pareti della vasca in combinazione statica, è stato realizzato un modello solamente della vasca superiore. Tutte le strutture costituenti la vasca sono state schematizzate mediante elementi bidimensionali plate. Ai plate delle pareti, di altezza pari a 50cm, sono stati attribuiti degli spessori medi dell'intervallo. I carichi agenti sono stati applicati come pressioni. I nodi in corrispondenza del fusto sono stati vincolati in Dx, Dy e Dz. A seguire si riportano alcune immagini del modello realizzato.

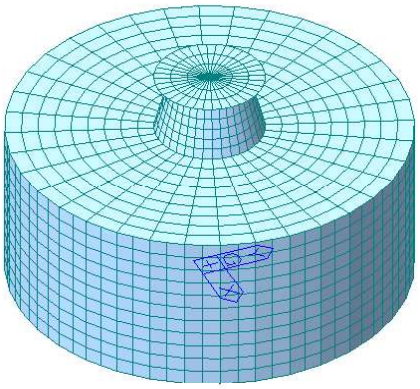


Figura 42 – Vista globale del modello FEM della vasca

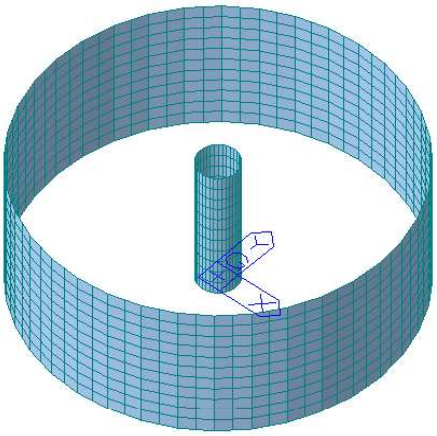


Figura 43 – Altra vista del modello senza soletta di copertura e del fondo vasca

A seguire si riporta un'indicazione degli assi dei plate che schematizzano le pareti della vasca, in modo che risulti più agevole leggere i risultati. L'asse Z è sempre rivolto verso l'esterno mentre l'asse Y coincide con l'asse verticale delle pareti.

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

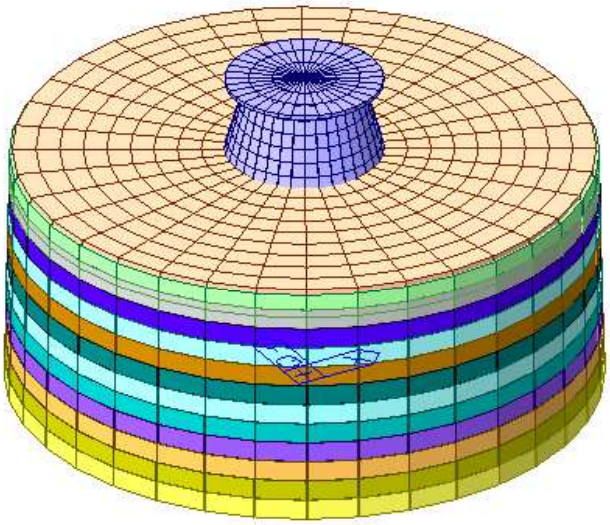


Figura 44 – Vista del modello FEM della vasca – colori differenti a seconda degli spessori degli elementi

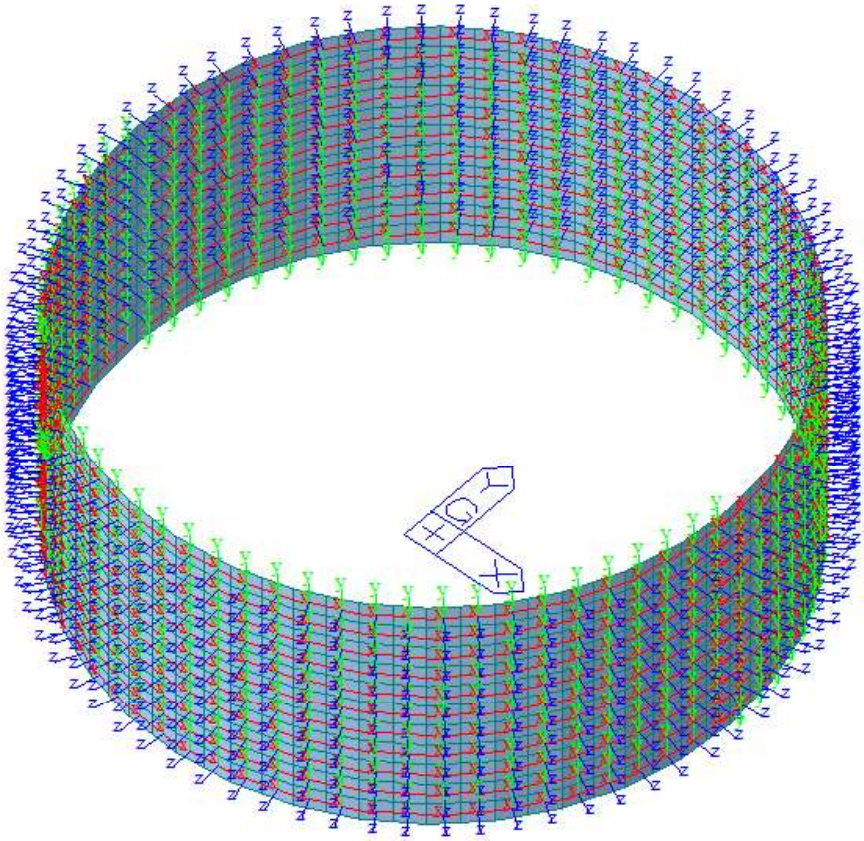


Figura 45 – Assi dei plate che schematizzano le pareti esterne della vasca

Alle pareti della vasca sono state assegnate le pressioni idrostatiche dell'acqua, considerando un'altezza del pelo libero di 5.45m. Il software permette di assegnare la pressione idrostatica dell'acqua alle pareti assegnando la quota massima e il gradiente, come è visualizzato nell'immagine seguente.

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

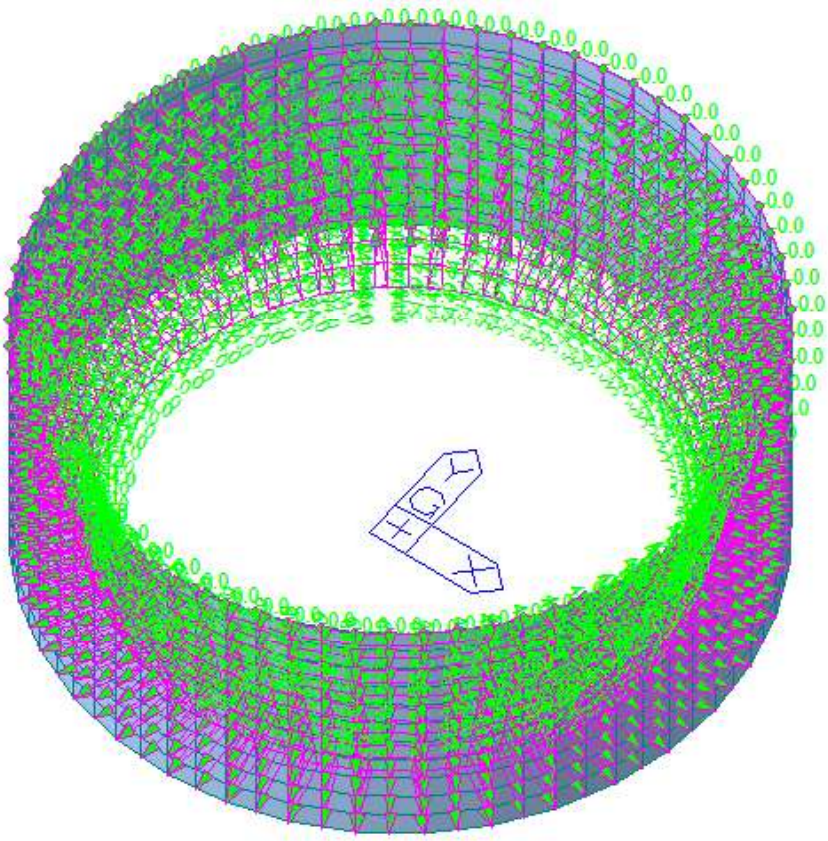


Figura 46 - Applicazione pressione idrostatica alle pareti della vasca

A seguire si riportano le sollecitazioni in combinazione statica SLU.

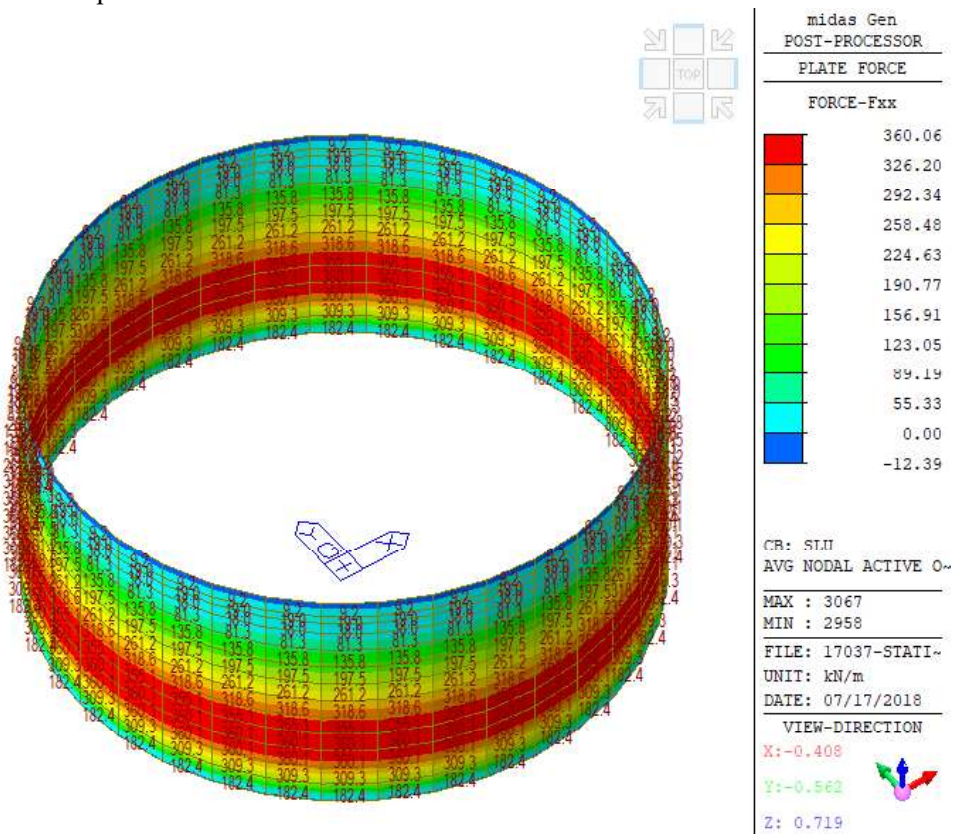


Figura 47 – Fxx (kN/m) – forza membranale orizzontale

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

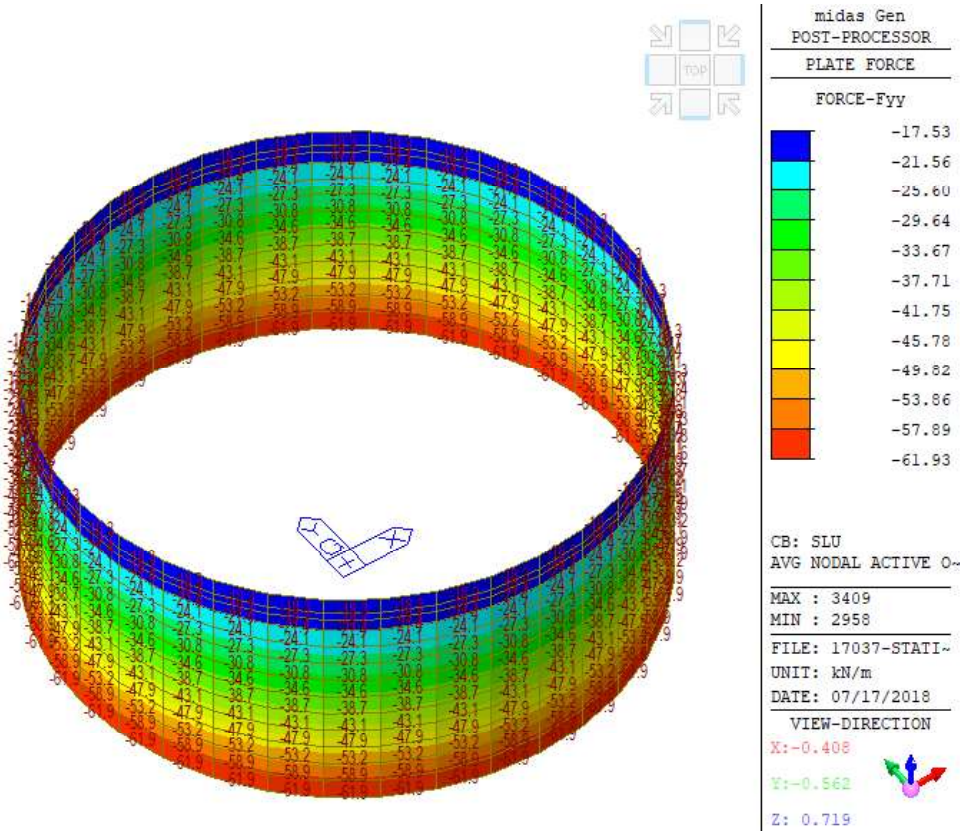


Figura 48 – Fyy (kN/m) – forza membranale verticale

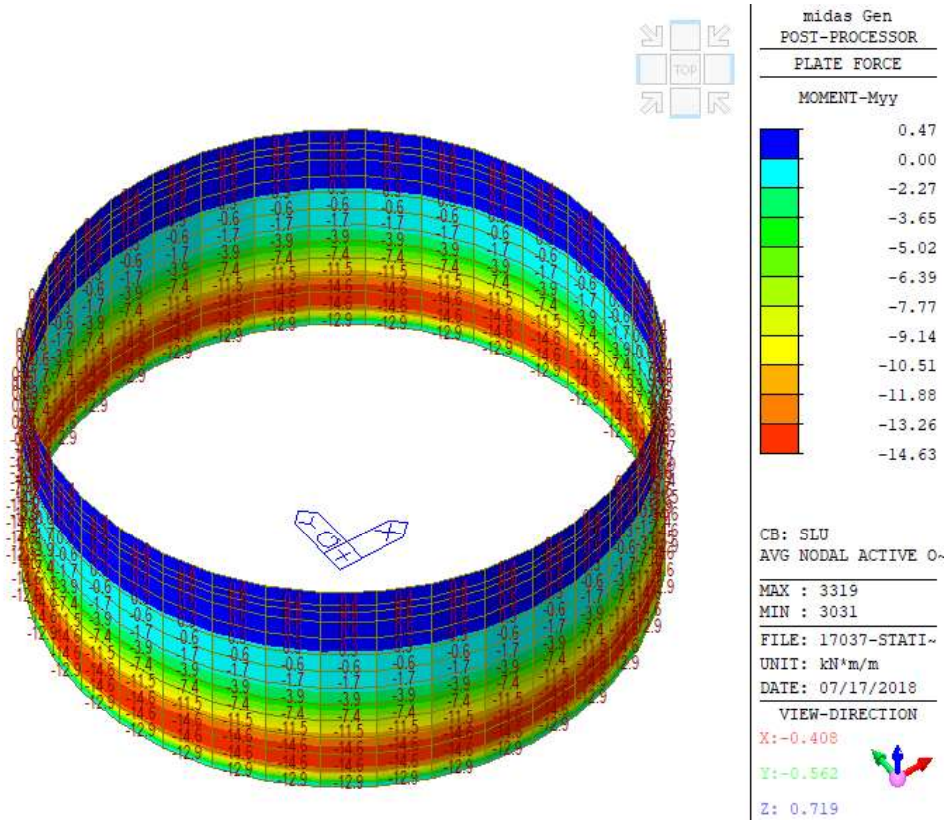


Figura 49 – Myy (kNm/m) – momenti flettenti ad asse orizzontale

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

Verifica a trazione – forze membranali orizzontali:

Quota (m)	A_{fi} (mm^2)		A_{fe} (mm^2)		N_{Rd} (kN/0.5m)	N_{Rd} (kN/m)	N_{Sd} (kN/m)	N_{Sd}/N_{Rd}	
0-0.50	5ϕ14	769.69	5ϕ14	769.69	534.93	962.88	309.30	0.32	Verificato
0.50-1.00	4ϕ14	615.75	4ϕ14	615.75	427.95				
1.00-1.50	3ϕ14	461.81	3ϕ14	461.81	320.96	641.92	360.10	0.56	Verificato
1.50-2.00	3ϕ14	461.81	3ϕ14	461.81	320.96				
2.00-2.50	4ϕ12	452.39	4ϕ12	452.39	314.41	550.22	355.10	0.65	Verificato
2.50-3.00	3ϕ12	339.29	3ϕ12	339.29	235.81				
3.00-3.50	2ϕ12	226.19	2ϕ12	226.19	157.21	320.96	261.20	0.81	Verificato
3.50-4.00	3ϕ10	235.62	3ϕ10	235.62	163.76				
4.00-4.50	3ϕ10	235.62	3ϕ10	235.62	163.76	272.93	135.80	0.50	Verificato
4.50-5.00	2ϕ10	157.08	2ϕ10	157.08	109.17				
5.00-5.45	2ϕ10	157.08	2ϕ10	157.08	109.17	109.17	38.00	0.35	Verificato

Verifica a pressoflessione:
Si effettua la verifica a circa 1.00m dalla base, dove il valore del momento flettente è massimo.
Sp. 30cm
N_{Sd} = 55kN
4ϕ10/40cm

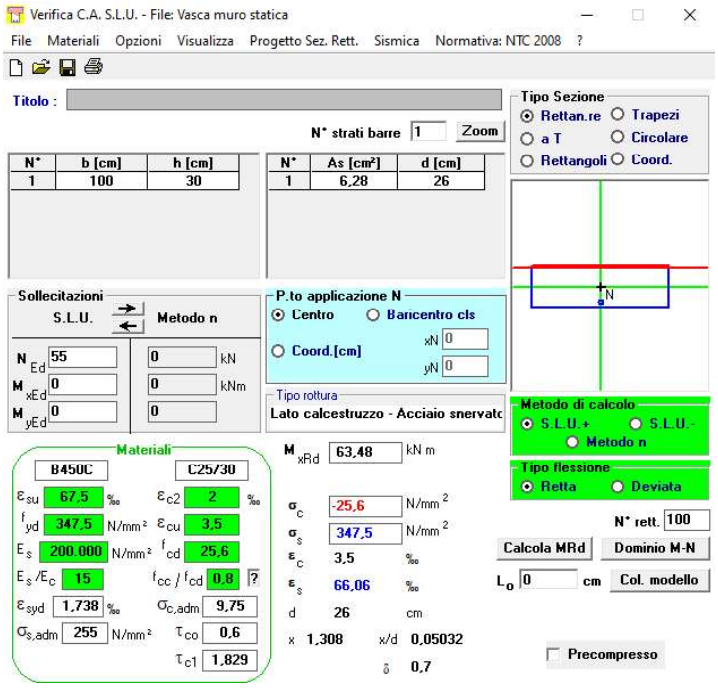


Figura 50 – verifica pressoflessione parete vasca statica

M_{Rd}/M_{Sd} = 4,38 > 1.00 → Verificato

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

12.1.2 Fondo vasca

Il fondo della vasca ha spessore variabile in funzione del raggio, come riportato nella seguente tabella, assieme all'area dell'armatura e al momento resistente positivo e negativo.

R (m)	H (cm)	$A_{f,sup}$ (cmq/m)	$A_{f,inf}$ (cmq/m)	M_{Rd}+ (kNm/m)	M_{Rd}- (kNm/m)
0.75	70	0.00	0.00	0	0
1.10	70	6.16	7.85	184	-147.6
1.60	70	9.30	7.85	185.4	-216.7
2.10	70	12.44	7.85	186.4	-285.7
2.60	70	18.60	15.70	358.1	-420.9
3.10	70	24.76	15.70	358.3	-554.4
3.75	70	30.91	15.70	358.5	-687.4
4.25	70	34.84	15.70	358.6	-772.2
5.30	62.5	30.91	15.70	317.6	-606.9
6.30	55.25	24.76	15.70	277.9	-427.5
6.90	48	12.44	15.70	237.7	-192.1
7.25	40	2.51	15.70	192.4	-45.48

Il momento in combinazione SLU, risulta:

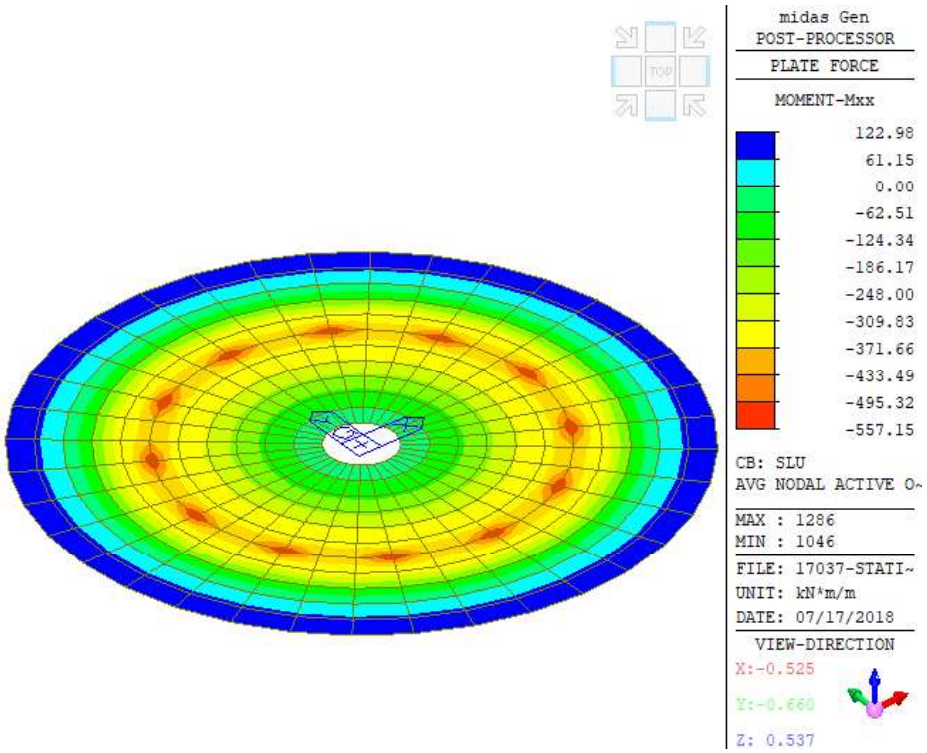


Figura 51 – Momento sollecitante Mxx (local) sul fondo vasca

M_{Rd}/M_{Sd} = 1,39> 1.00 → Verificato

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

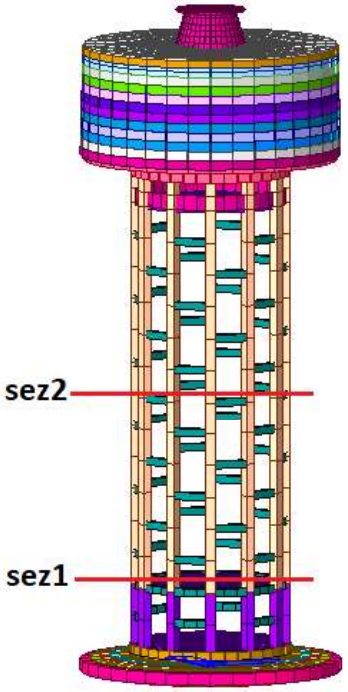
12.2 VERIFICA DEL FUSTO

A seguire si riportano le verifiche a pressoflessione e a taglio dei pilastri e dei traversi del fusto, considerando le combinazioni con vasca piena (più gravosa):

12.2.1 Pilastri

A seguire si riportano le sollecitazioni di flessione, taglio e sforzo normale sui pilastri, con il vento come azione dominante.

Vengono riportate le verifiche nella sezione corrispondente al solaio del pt (SEZ1 - con cerchiature attive) e nella sezione a 12 metri (SEZ 2 - senza cerchiature):



PILASTRI SEZIONE 1:

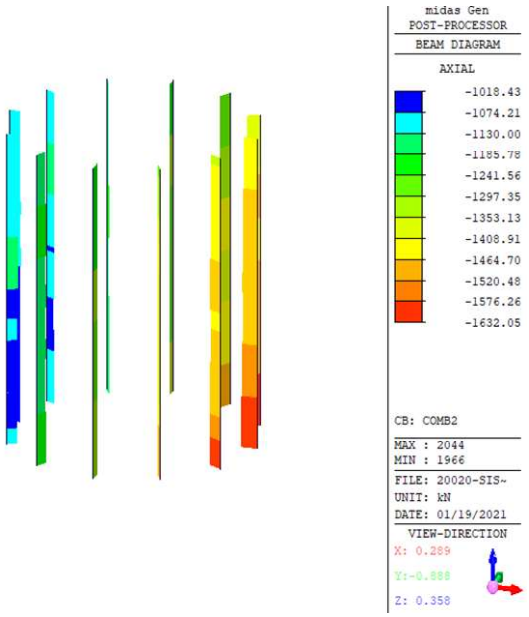


Figura 52 – sforzo assiale SLU sez1

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

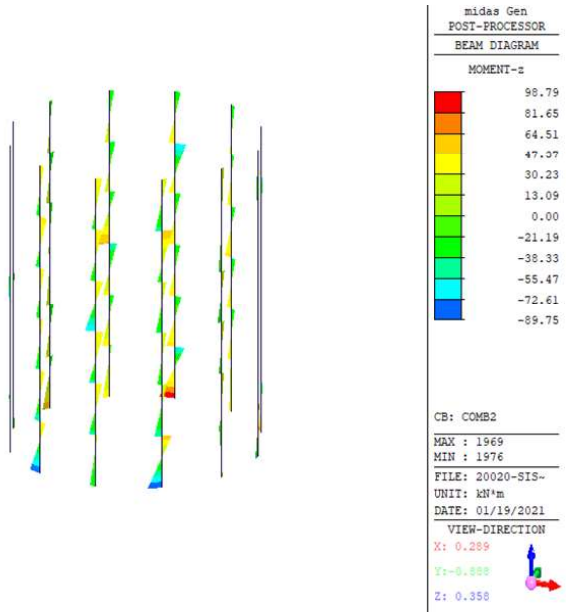


Figura 53 - Momento sollecitante Mz sui pilastri sez1

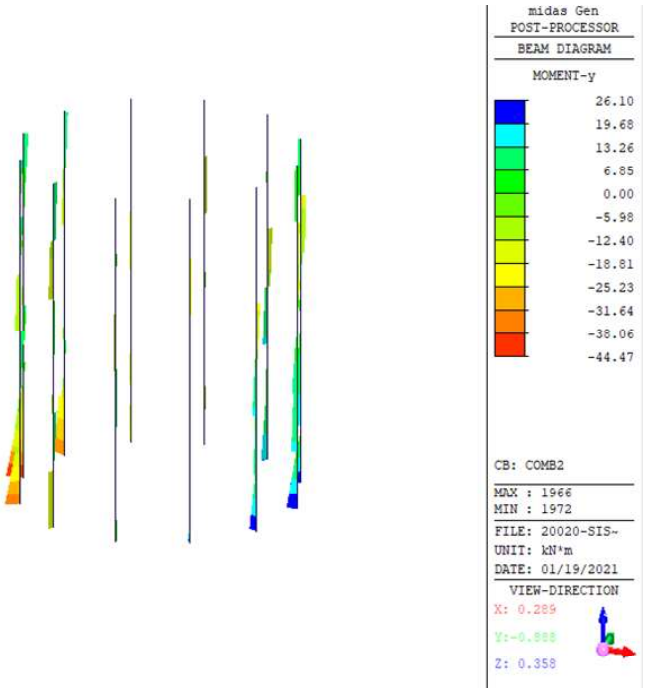


Figura 54 - Momento sollecitante My sui pilastri sez1

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

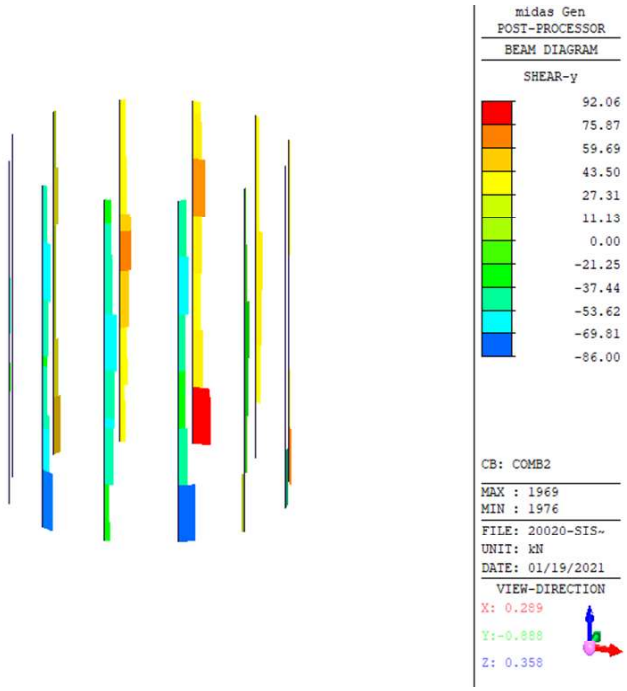


Figura 55 - Taglio sollecitante Ty sui pilastri sez1

A seguire si riportano le verifiche di resistenza dei pilastri senza considerare lo sforzo di compressione a favore di sicurezza:

Armatura: 12φ14 longitudinali + 4 angolari 80x80x8mm

Stφ8/20cm a 2 bracci+ barreφ8/20cm 2 bracci

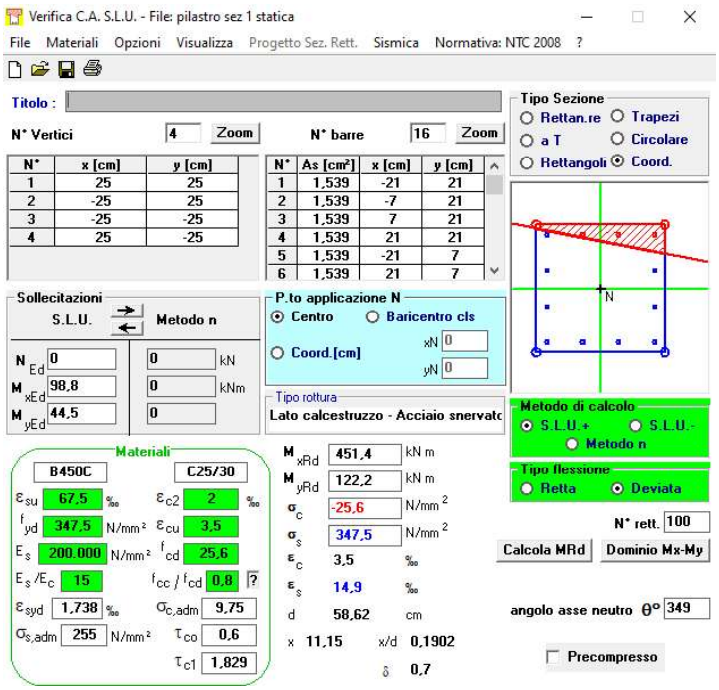


Figura 56 – Verifica a pressoflessione deviata

$M_{Rd}/M_{Sd} = 4,55 > 1 \rightarrow$ Verificata

La verifica a taglio viene eseguita trascurando lo sforzo di compressione in favore di sicurezza per il pilastro più sollecitato:

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

geometria:			
H =	500	mm	altezza elemento
b =	500	mm	larghezza elemento
c =	40	mm	copriferro ambo i lati
d =	460	mm	altezza utile
Asl=	1078	mmq	area arm long trazione Morsch
r =	0,0047		
k =	1,66		
N =	0	kN	sforzo normale di compressione
s_{cp} =	0,00	MPa	tensione media di compressione nella sezione

materiali:					
R_{ck} =	36	MPa	F_{yk} =	347,5	MPa
f_{ck} =	30	MPa	f_{yd} =	302	MPa
f_{cd} =	16,93	MPa			
f'_{cd} =	8,47	MPa			
f_{ctm} =	2,89	MPa			
f_{ctk} =	2,02	MPa			
f_{ctd} =	1,4	MPa			
v_{min} =	0,41				

verifica resistenza a taglio senza armatura specifica					
V_{sd} =	92	kN	<	V_{Rd1} =	110 kN
α =	90	°	angolo inclinazione armatura		
sinα =	1				
ctgα =	0				
θ =	45	°	angolo inclinazione puntoni di cls		
ctgθ =	1,0				
Φ =	8	mm	diametro staffe		
n° =	2		n°bracci delle staffe		
A_{sw} =	101	mmq	area staffe		
s =	200	mm	passo staffe		
V_{Rsd} =	63	kN	contributo a taglio trazione		
a_c =	1,00		coefficiente maggiorativo		
V_{Rcd} =	876	kN	contributo a taglio compressione		
V_{sd} =	92	kN	>	V_{Rsd} =	63 kN

materiali cerchiature:					
R_{ck} =	36	MPa	F_{yk} =	560	MPa
f_{ck} =	30	MPa	f_{yd} =	448	MPa
f_{cd} =	16,93	MPa			
f'_{cd} =	8,47	MPa			
f_{ctm} =	2,89	MPa			
f_{ctk} =	2,02	MPa			
f_{ctd} =	1,4	MPa			
v_{min} =	0,00				

Contributo a taglio cerchiature attive					
α =	90	°	angolo inclinazione armatura		
sinα =	1				
ctgα =	0				
θ =	45	°	angolo inclinazione puntoni di cls		
ctgθ =	1,0				
Φ =	8	mm	diametro staffe		
n° =	2		n°bracci delle staffe		
A_{sw} =	101	mmq	area staffe		
s =	200	mm	passo staffe		
V_{Rsd} =	93	kN	contributo a taglio trazione		
a_c =	1,00		coefficiente maggiorativo		
V_{Rcd} =	876	kN	contributo a taglio compressione		
V_{sd} =	92	kN	<	V_{Rsd} =	156 kN

Figura 57 – Resistenza a taglio singolo pilastro

V_{Sd} = 92kN
V_{Rd} = 156kN
V_{Rd}/V_{Sd} = 1,7 > 1 verificato

PILASTRI SEZIONE 2:
Armatura: 12φ14 longitudinali
Stφ8/20cm a 2 bracci

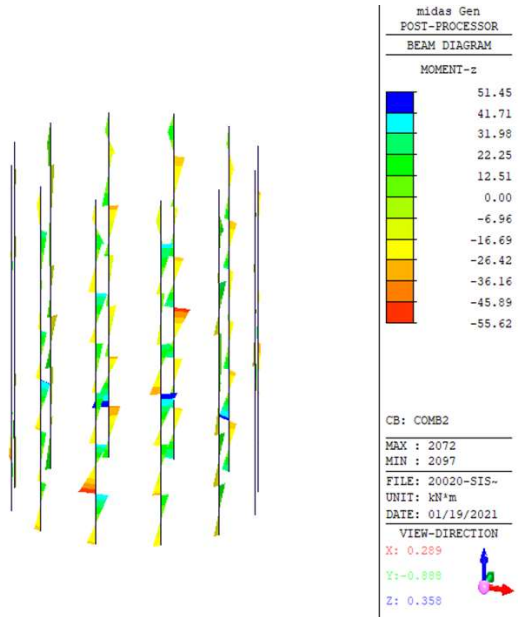


Figura 58 - Momento sollecitante Mz sui pilastri sez2

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

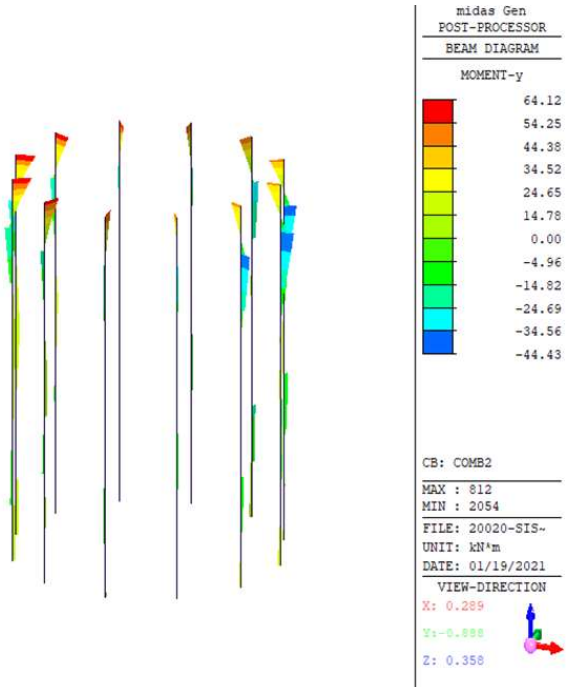


Figura 59 - Momento sollecitante My sui pilastri sez2

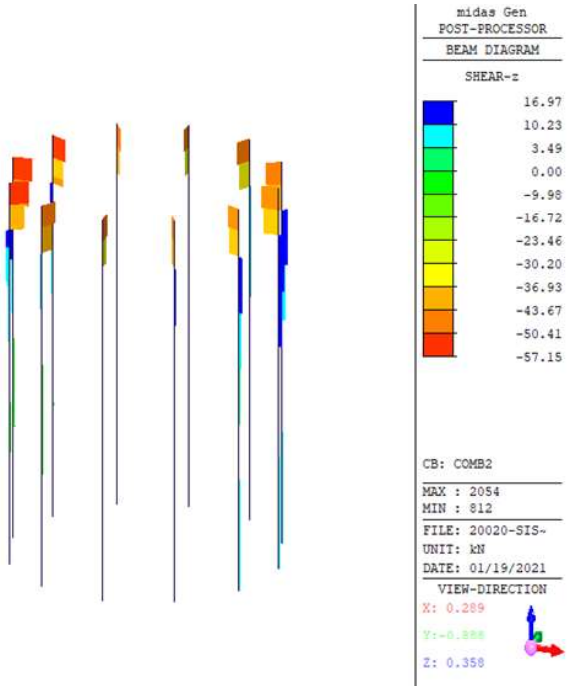


Figura 60 - Taglio sollecitante Tz sui pilastri sez2

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

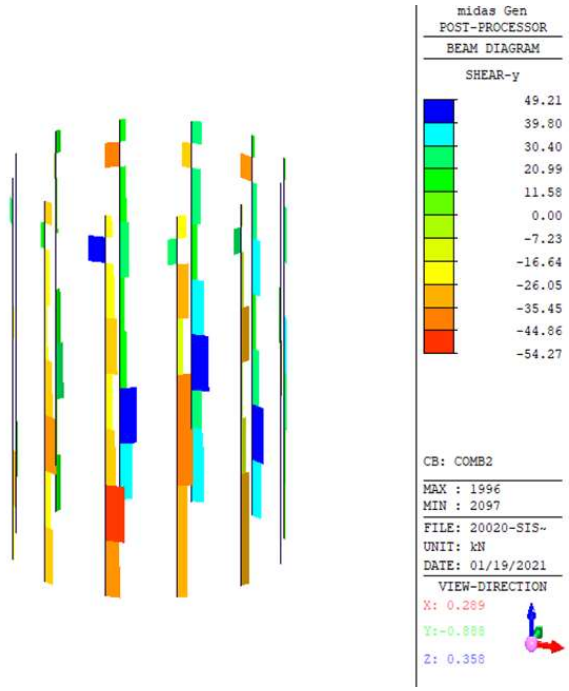


Figura 61 - Taglio sollecitante Ty sui pilastri sez2

A seguire si riportano le verifiche di resistenza dei pilastri senza considerare lo sforzo di compressione a favore di sicurezza:

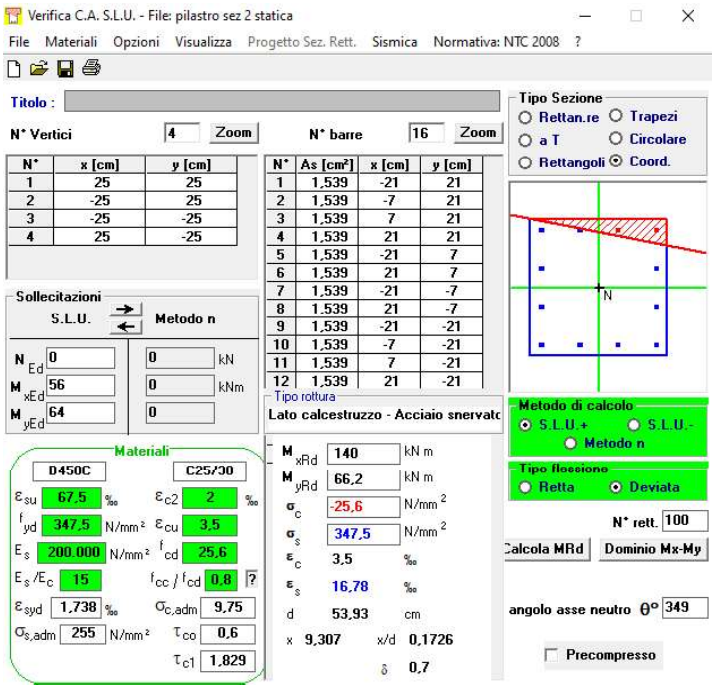
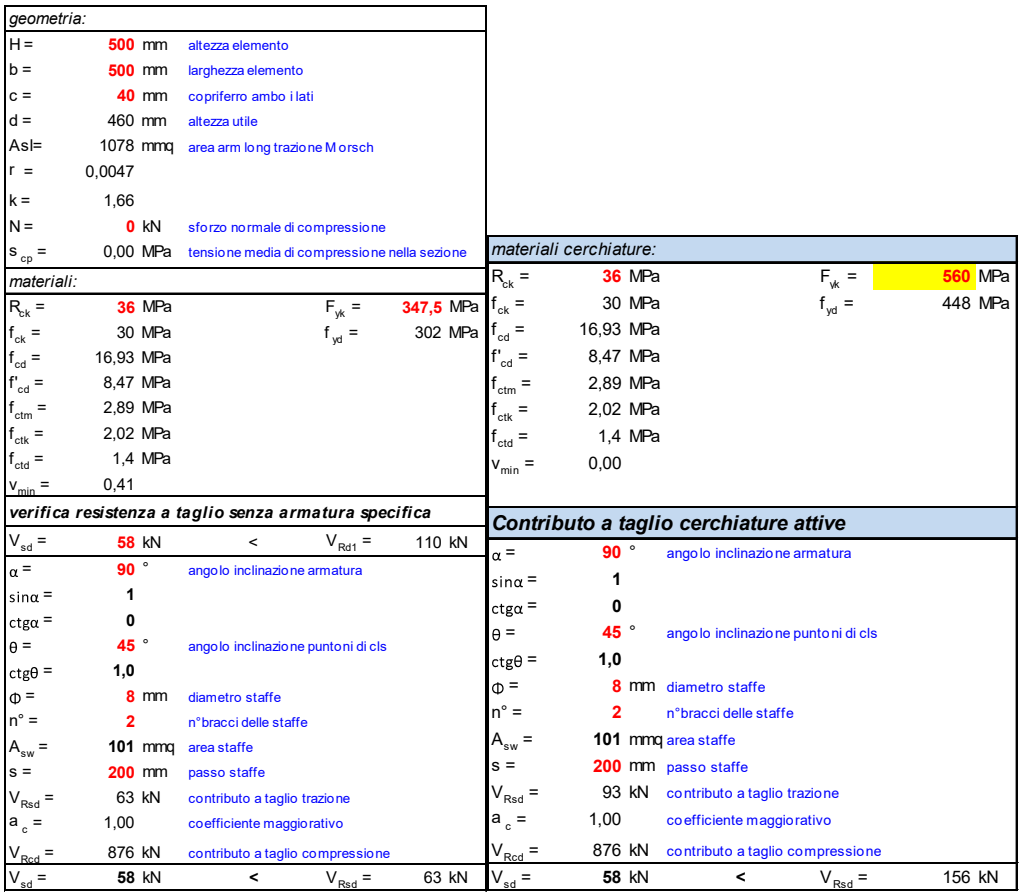


Figura 62 – Verifica a pressoflessione deviata

$M_{Rd}/M_{Sd} = 2,19 > 1 \rightarrow$ Verificata

La verifica a taglio viene eseguita trascurando lo sforzo di compressione in favore di sicurezza per il pilastro più sollecitato:

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com



geometria:			
H =	500	mm	altezza elemento
b =	500	mm	larghezza elemento
c =	40	mm	copriferro ambo i lati
d =	460	mm	altezza utile
Asl=	1078	mmq	area arm long trazione Morsch
r =	0,0047		
k =	1,66		
N =	0	kN	sforzo normale di compressione
s_{cp} =	0,00	MPa	tensione media di compressione nella sezione

materiali:					
R_{ck} =	36	MPa	F_{yk} =	347,5	MPa
f_{ck} =	30	MPa	f_{yd} =	302	MPa
f_{cd} =	16,93	MPa			
f'_{cd} =	8,47	MPa			
f_{ctm} =	2,89	MPa			
f_{ctk} =	2,02	MPa			
f_{ctd} =	1,4	MPa			
v_{min} =	0,41				

verifica resistenza a taglio senza armatura specifica					
V_{sd} =	58	kN	<	V_{Rd1} =	110 kN

α =	90	°	angolo inclinazione armatura
sinα =	1		
ctgα =	0		
θ =	45	°	angolo inclinazione puntoni di cls
ctgθ =	1,0		
Φ =	8	mm	diametro staffe
n° =	2		n°bracci delle staffe
A_{sw} =	101	mmq	area staffe
s =	200	mm	passo staffe
V_{Rsd} =	63	kN	contributo a taglio trazione
a_c =	1,00		coefficiente maggiorativo
V_{Rcd} =	876	kN	contributo a taglio compressione
V_{sd} =	58	kN	< V_{Rsd} = 63 kN

materiali cerchiature:					
R_{ck} =	36	MPa	F_{yk} =	560	MPa
f_{ck} =	30	MPa	f_{yd} =	448	MPa
f_{cd} =	16,93	MPa			
f'_{cd} =	8,47	MPa			
f_{ctm} =	2,89	MPa			
f_{ctk} =	2,02	MPa			
f_{ctd} =	1,4	MPa			
v_{min} =	0,00				

Contributo a taglio cerchiature attive			
α =	90	°	angolo inclinazione armatura
sinα =	1		
ctgα =	0		
θ =	45	°	angolo inclinazione puntoni di cls
ctgθ =	1,0		
Φ =	8	mm	diametro staffe
n° =	2		n°bracci delle staffe
A_{sw} =	101	mmq	area staffe
s =	200	mm	passo staffe
V_{Rsd} =	93	kN	contributo a taglio trazione
a_c =	1,00		coefficiente maggiorativo
V_{Rcd} =	876	kN	contributo a taglio compressione
V_{sd} =	58	kN	< V_{Rsd} = 156 kN

Figura 63 – Resistenza a taglio singolo pilastro

$V_{Sd} = 58kN$
$V_{Rd} = 156kN$
$V_{Rd}/V_{Sd} = 2,7 > 1$

I pilastri, in combinazione statica, risultano verificati.

12.2.2 Traversi

Si riportano a seguire le sollecitazioni agenti:
Armatura: 2φ20 longitudinali
Stφ8/20cm a 2 bracci + barreφ8/8cm 2 bracci

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

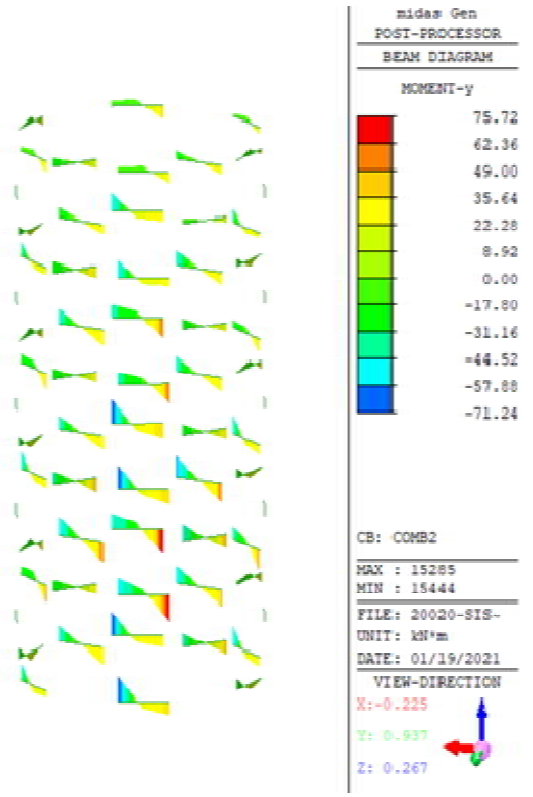


Figura 64 – Momento sollecitante My sui traversi

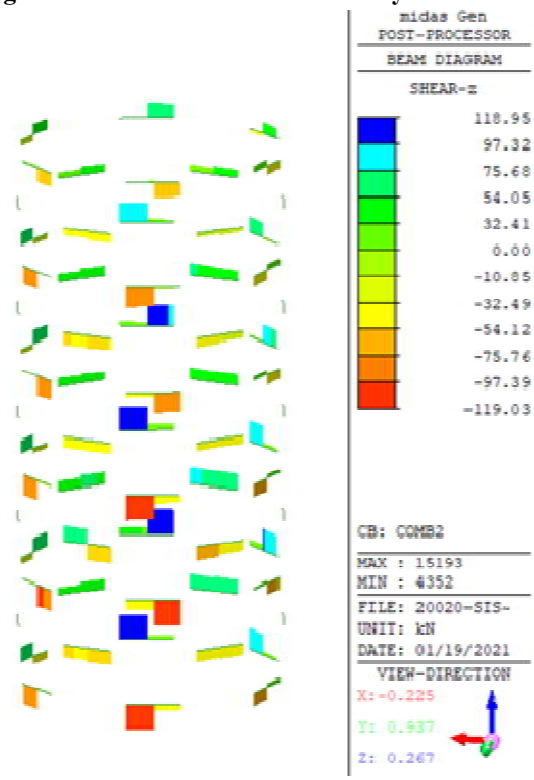


Figura 65 – Taglio sollecitante Tz sui traversi

A seguire si riportano le verifiche di resistenza dei traversi:

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

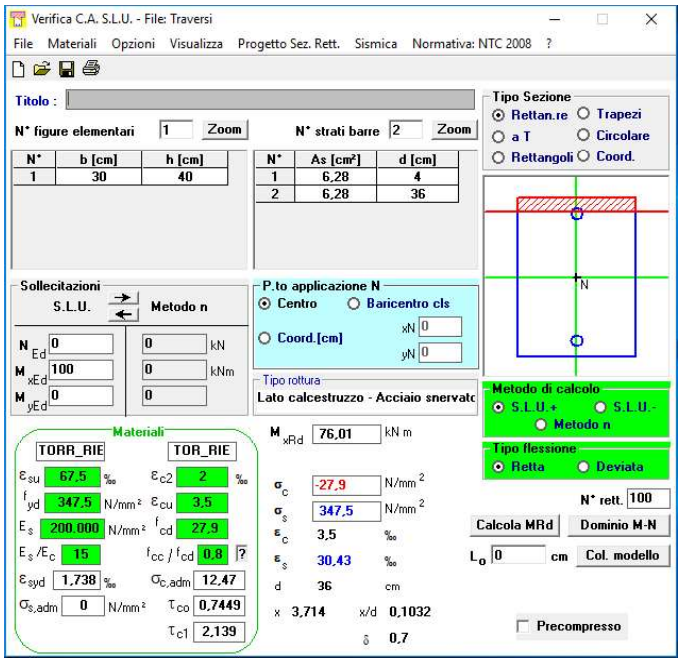


Figura 66 – Verifica a flessione

M_{Rd}/M_{Sd} = 1,01 > 1 → verificata

La verifica a taglio:

geometria:							
H =	400	mm	altezza elemento				
b =	300	mm	larghezza elemento				
c =	40	mm	copriferro ambo i lati				
d =	360	mm	altezza utile				
Asl=	628	mmq	area arm long trazione Morsch				
r =	0,0058						
k =	1,75						
N =	0	kN	sforzo normale di compressione				
s_{cp} =	0,00	MPa	tensione media di compressione nella sezione				
materiali:							
R_{ck} =	36	MPa		F_{yk} =	347,5	MPa	
f_{ck} =	30	MPa		f_{yd} =	302	MPa	
f_{cd} =	16,93	MPa					
f'_{cd} =	8,47	MPa					
f_{ctm} =	2,89	MPa					
f_{ctk} =	2,02	MPa					
f_{ctd} =	1,4	MPa					
v_{min} =	0,44						
verifica resistenza a taglio senza armatura specifica							
V_{sd} =	119	kN	>	V_{Rd1} =	59	kN	
α =	90	°	angolo inclinazione armatura				
sinα =	1						
ctgα =	0						
θ =	45	°	angolo inclinazione puntoni di cls				
ctgθ =	1,0						
Φ =	8	mm	diametro staffe				
n° =	2		n°bracci delle staffe				
A_{sw} =	101	mmq	area staffe				
s =	200	mm	passo staffe				
V_{Rsd} =	49	kN	contributo a taglio trazione				
a_c =	1,00		coefficiente maggiorativo				
V_{Rcd} =	411	kN	contributo a taglio compressione				
V_{sd} =	119	kN	>	V_{Rsd} =	49	kN	

materiali cerchiature:					
R_{ck} =	36	MPa	F_{yk} =	560	MPa
f_{ck} =	30	MPa	f_{yd} =	448	MPa
f_{cd} =	16,93	MPa			
f'_{cd} =	8,47	MPa			
f_{ctm} =	2,89	MPa			
f_{ctk} =	2,02	MPa			
f_{ctd} =	1,4	MPa			
v_{min} =	0,00				
Contributo a taglio cerchiature attive					
α =	90	°	angolo inclinazione armatura		
sinα =	1				
ctgα =	0				
θ =	45	°	angolo inclinazione puntoni di cls		
ctgθ =	1,0				
Φ =	8	mm	diametro staffe		
n° =	2		n°bracci delle staffe		
A_{sw} =	101	mmq	area staffe		
s =	80	mm	passo staffe		
V_{Rsd} =	182	kN	contributo a taglio trazione		
a_c =	1,00		coefficiente maggiorativo		
V_{Rcd} =	411	kN	contributo a taglio compressione		
V_{sd} =	119	kN	<	V_{Rsd} =	232 kN

Figura 67 – Verifica a taglio

V_{Rd}/V_{Sd} = 1,95 > 1 →verificata

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

12.2.3 Setti

Si riportano le verifiche dei setti alla base di nuova costruzione. Sono armati come:

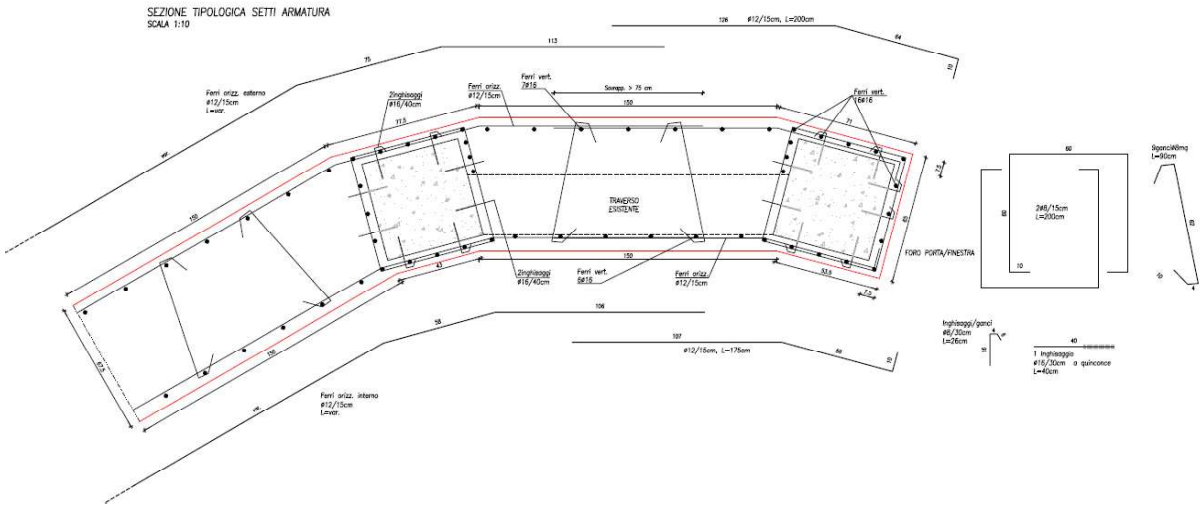


Figura 68 – armo nuovi setti pt

Il taglio alla base totale provocato dal vento è pari a Fx:

SUMMATION OF REACTION FORCES PRINTOUT							
	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)			
	COMB2	-524.277608	-0.000006	24861.525066			

La verifica dei setti viene confrontata con la sollecitazione massima alla base:

la verifica a pressoflessione viene riportata nei capitoli successivi in sismica poiché risulta più gravoso;

La verifica a taglio viene riportata:

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

geometria:						
H =	1500	mm	altezza elemento			
b =	650	mm	larghezza elemento			
c =	40	mm	copriferro ambo i lati			
d =	1460	mm	altezza utile			
Asl=	1608	mmq	area arm long trazione Morsch			
r =	0,0017					
k =	1,37					
N =	0	kN	sforzo normale di compressione			
s_{cp} =	0,00	MPa	tensione media di compressione nella sezione			
materiali:						
R_{ck} =	30	MPa		F_{yk} =	450	MPa
f_{ck} =	25	MPa		f_{yd} =	391	MPa
f_{cd} =	14,11	MPa				
f'_{cd} =	7,06	MPa				
f_{ctm} =	2,56	MPa				
f_{ctk} =	1,79	MPa				
f_{ctd} =	1,2	MPa				
v_{min} =	0,28					
verifica resistenza a taglio senza armatura specifica						
V_{sd} =	0	kN	<	V_{Rd1} =	266	kN
α =	90	°	angolo inclinazione armatura			
sinα =	1					
ctgα =	0					
θ =	45	°	angolo inclinazione puntoni di cls			
ctgθ =	1,0					
Φ =	12	mm	diametro staffe			
n° =	2		n°bracci delle staffe			
A_{sw} =	226	mmq	area staffe			
s =	150	mm	passo staffe			
V_{Rsd} =	775	kN	contributo a taglio trazione			
a_c =	1,00		coefficiente maggiorativo			
V_{Rcd} =	3013	kN	contributo a taglio compressione			
V_{sd} =	0	kN	<	V_{Rsd} =	775	kN

Figura 69 – Verifica a taglio di 1 setto

La verifica a taglio può essere assorbita da un solo setto. Considerando 8 setti interi:

V_{Rd}/V_{Sd} = 7,7> 1 → verificata

12.3 VERIFICA FONDAZIONE

Per analizzare il problema del ribaltamento della struttura, e studiare le sollecitazioni agenti sul terreno di fondazione, si considera il modello FEM sopra descritto. Come riportato nel capitolo specifico, gli elementi plate sono vincolati alla base mediante delle molle, a simulare un terreno alla Winkler, a cui è stata assegnata una rigidezza k=4.00kg/cm^3 (40000kN/m^3). A seguire si riportano gli spostamenti DZ:

Gli abbassamenti registrati dal modello risultano:

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

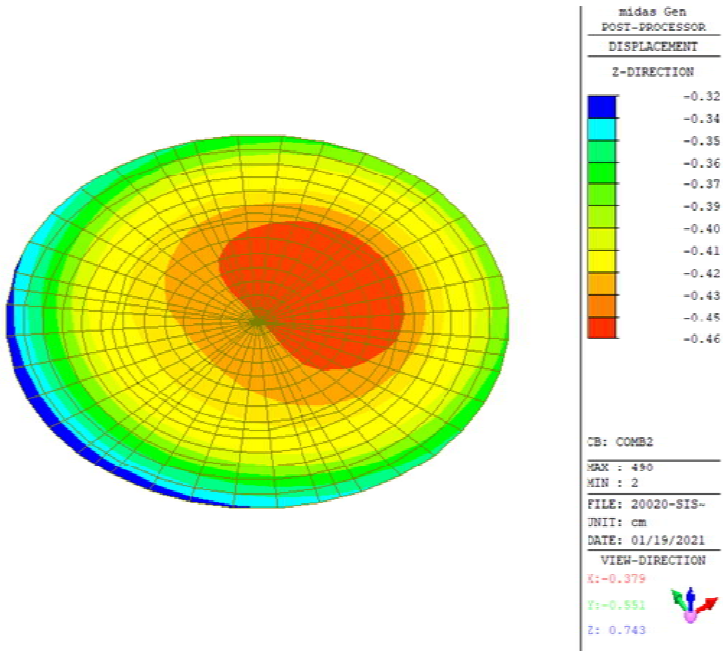


Figura 70 - Abbassamenti DZ

Come si nota dalle immagini sopra riportate, gli abbassamenti risultano sempre negativi, ad indicare che tutta la base di fondazione è compressa e pertanto non vi è parzializzazione della fondazione.

$D_{z,max} = 4.6mm \rightarrow \sigma t = 0.0046m \cdot 40000kN/m^3 = 184kN/m^2 = 0.184$ MPa

Le tensioni risultano accettabili per il tipo di terreno presente.

La verifica della fondazione avviene attraverso metodologia “tirante-puntone” in funzione dell’azione assiale trasmessa dai setti al sistema fondazionale.

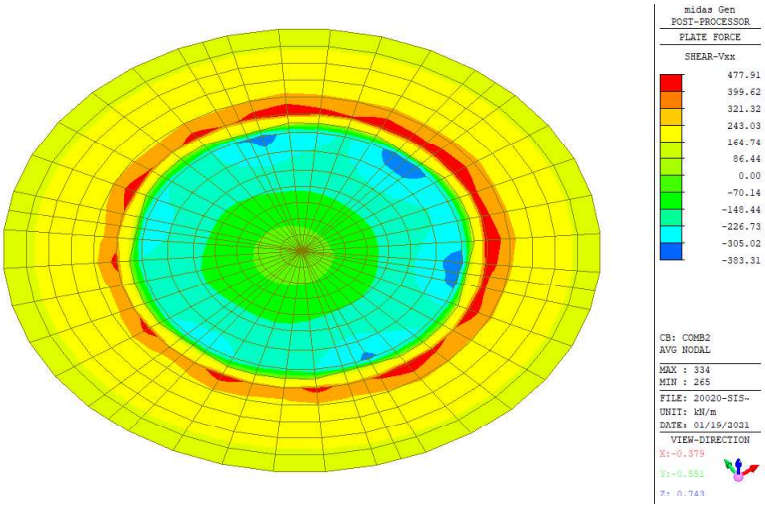


Figura 71 – taglio SLU fonfazione

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

VERIFICA TIRANTI

	Ved	478	kN/m	taglio agente
	b	2,3	m	
	fyd	302	Mpa	resistenza a snervamento acciaio
1	Ved	1099,4	kN	
	o	0,665	m	dist orizzontale da verticale applicazione Ved
	a	1,3	m	dist/altezza verticale puntone
	β1	63	deg	beta 1,097961
	As1	1256	mm2	area tot
	n	4		numero ferri
	ϕ	20	mm	diametro
	Fy1	379	kN	trazione ferri
	C1	833	kN	compressione puntone
2	o	1,85	m	dist orizzontale da verticale applicazione Ved
	a	1,3	m	dist/altezza verticale puntone
	β2	35	deg	beta 0,612538
	As1	942	mm2	area tot
	n	3		numero ferri
	ϕ	20	mm	diametro
	Fy2	1183	kN	trazione ferri
	C2	1446	kN	compressione puntone
3	o	2,83	m	dist orizzontale da verticale applicazione Ved
	a	1,3	m	dist/altezza verticale puntone
	β3	25	deg	beta 0,430614
	As1	1256	mm2	area tot
	n	4		numero ferri
	ϕ	20	mm	diametro
	Fy3	1183	kN	trazione ferri
	C3	1302	kN	compressione puntone
	Vrd	2116	kN	resistenza a taglio meccanismo
	αv	1,93		rapporto reistetente

VERIFICA COMPRESSIONE Ci

C	3581	kN	puntone compresso
fcd	17	Mpa	reisstenza a compressione cls
b	250	mm	lato corto appoggio
l	2300	mm	lato lungo appoggio
A app	575000	mm2	area appoggio
β	40,89222	deg	
σ comp	6,23	Mpa	tensione compress app
fcd/σ	2,73		rapporto di verifica

Figura 72 – verifica multi-puntone foindazione

Si può notare che tutte le verifiche condotte in statica agli SLU sono soddisfatte.

12.4 RIEPILOGO VERIFICHE STATICHE SLU

Si riportano i risultati delle verifiche degli elementi portanti esistenti della struttura:

Verifiche	Pilastri conf. Sez1	Pilastri non conf. Sez2	Traversi	Vasca	Fondo vasca	Fondazione
Flessione	4,55	2,19	1,01	4,38	1,39	x
Taglio	1,70	2,70	1,95	x	x	x
Tirante-puntone	x	x	x	x	x	1,93

Dalle verifiche riportate si può vedere come si è riusciti ad ottenere un livello di sicurezza maggiore rispetto ai risultati prima degli interventi.

Oltre al rispetto delle verifiche agli SLU per gli elementi strutturali del torrino, si è anche verificato che le pressioni totali trasmesse dalla fondazione al terreno in statica rientrino in valori accettabili dopo aver introdotto interventi che aumentano il peso totale rispetto allo stato di fatto (pre-intervento).

Le verifiche degli elementi in carpenteria metallica non sono state riportate poiché si tratta di elementi di nuova costruzione.

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

13 VERIFICHE SISMICHE ALLO SLV

Si riportano ora le verifiche del torrino secondo le combinazioni sismiche.

13.1 VERIFICA ALTEZZA DELLE ONDE DI OSCILLAZIONE A PELO LIBERO

Come detto precedentemente, deve essere garantito un adeguato franco fra il pelo libero dell'acqua nella vasca e il solaio di copertura della vasca per consentire la libera oscillazione del liquido. A seguire si riporta il calcolo del massimo valore dell'ampiezza dell'oscillazione con cui si verifica la sufficienza dell'altezza della vasca.

In condizioni sismiche SLV, la massima ampiezza verticale delle oscillazioni delle onde rispetto al livello del pelo libero in condizioni statiche può essere calcolata con la formula seguente (§A.2.1.4 UNI EN 1998-4:2006):

$$d_{max} = 0.84 \cdot R \cdot S_e(T_{c1})/g$$

con:

$S_e(T_{conv})$ ordinata dello spettro elastico per il periodo del modo di vibrare principale (moto convettivo) nella direzione in esame, considerando per lo smorzamento un valore pari a 0.5% per l'acqua;

R raggio del serbatoio di 6.50m;

g accelerazione di gravità.

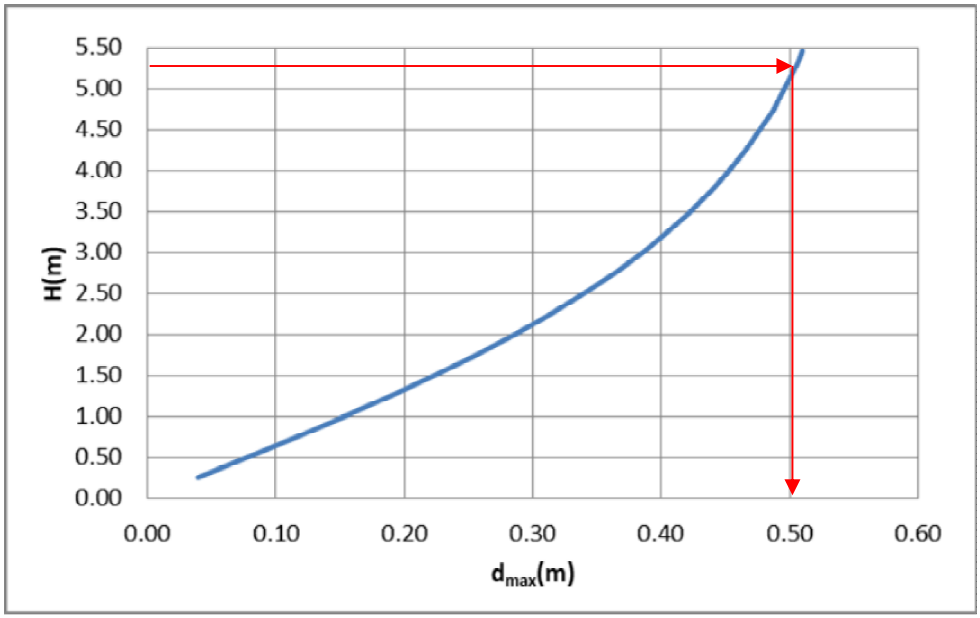
$$T_{conv} = 2\pi/\omega_c$$

$$\omega_c = \sqrt{g\frac{\lambda_n}{R}\tanh(\lambda_n\gamma)}$$

$$\gamma = H/R$$

$$\lambda_1 = 1.841$$

Il periodo, e di conseguenza il valore dell'ordinata dello spettro di progetto, cambiano in funzione dell'altezza del battente di acqua. A seguire si riporta un grafico che rappresenta il variare dell'altezza massima dell'onda d_{max} in funzione dell'altezza del battente. Maggiore è l'acqua contenuta all'interno della vasca, maggiore è il franco libero richiesto.



TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

In condizioni di esercizio, per un'altezza dell'acqua all'interno della vasca pari a 5.30m, risulterebbe idoneo un franco di almeno 0.51m sopra il pelo liquido, per un totale di 5.81m, superiore all'altezza netta di 5.45m della vasca.

Avendosi peraltro una copertura rigida e pesante, non vi sono i problemi derivanti dalla possibile tracimazione dell'acqua.

13.2 VASCA PIENA

Vengono ora riportate le verifiche sismiche secondo la condizione più sfavorevole (vasca piena).
Nelle verifiche verranno considerati gli elementi utilizzati per il rinforzo sismico.

13.2.1 Verifiche sismiche della vasca/serbatoio

13.2.1.1 Assegnazione dei carichi sismici al modello FEM

Per analizzare le sollecitazioni agenti sulle pareti della vasca in combinazione sismica, per le pressioni idrodinamiche agenti, si utilizza il modello FEM globale realizzato per le verifiche statiche, a cui sono state aggiunte le pressioni idrodinamiche come pressioni aggiuntive sulle pareti delle vasche. A seguire si riportano alcune immagini delle pareti della vasca intermedia e superiore, con un'indicazione qualitativa delle pressioni applicate.

La combinazione adottata per le verifiche sismiche è la seguente:

$$p.p. + p_{idrostatica} + p_{imp} + p_{con} + p_{inerzia\ struttura}$$

Le verifiche sismiche della vasca avvengono, con riferimento al modello descritto, considerando le seguenti posizioni delle masse convettive e impulsive:

VERIFICA DELLA VASCA

$ht = 2{,}12\ m$

$hc = 3{,}06\ m$

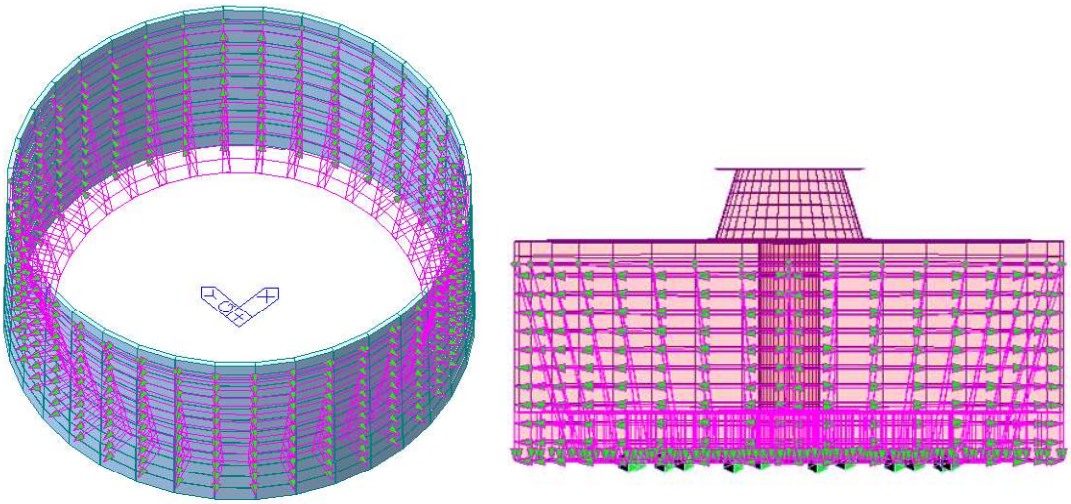
VERIFICA DEL FONDO

$ht' = 4{,}58\ m$

$hc' = 4{,}71\ m$

All' effetto idrodinamico dell'acqua viene sommato l'effetto statico applicato sulle pareti e sul fondo vasca.

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com



13.2.1.2 Sollecitazioni sismiche agenti sulla vasca

A seguire si riportano le sollecitazioni agenti sulle pareti della vasca in combinazione sismica. Per quanto riguarda le armature presenti nelle pareti della vasca, si prende come riferimento la tavola di progetto n°1888/3 del 28/12/1972 – Armatura vasca.

Armatura orizzontale:

Quota (m)	A_{fi} (mm^2)		A_{fe} (mm^2)		N_{Rd} (kN/0.5m)	N_{Rd} (kN/m)
0-0.50	5ϕ14	769.69	5ϕ14	769.69	534.93	962.88
0.50-1.00	4ϕ14	615.75	4ϕ14	615.75	427.95	
1.00-1.50	3ϕ14	461.81	3ϕ14	461.81	320.96	641.92
1.50-2.00	3ϕ14	461.81	3ϕ14	461.81	320.96	
2.00-2.50	4ϕ12	452.39	4ϕ12	452.39	314.41	550.22
2.50-3.00	3ϕ12	339.29	3ϕ12	339.29	235.81	
3.00-3.50	2ϕ12	226.19	2ϕ12	226.19	157.21	320.96
3.50-4.00	3ϕ10	235.62	3ϕ10	235.62	163.76	
4.00-4.50	3ϕ10	235.62	3ϕ10	235.62	163.76	272.93
4.50-5.00	2ϕ10	157.08	2ϕ10	157.08	109.17	
5.00-5.45	2ϕ10	157.08	2ϕ10	157.08	109.17	109.17

Armatura verticale (alla base): 4φ10/40cm

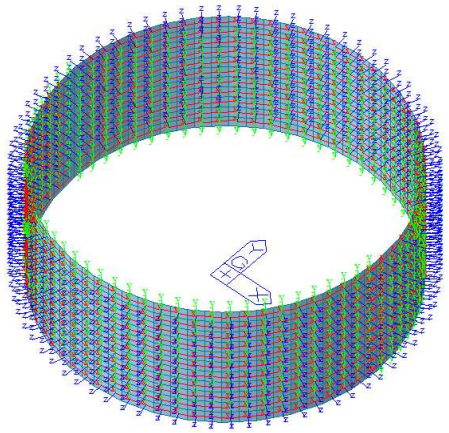


Figura 73 – Assi dei plate che schematizzano le pareti esterne della vasca

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

A seguire si riportano le sollecitazioni in combinazione sismica. La verifica viene eseguita al di fuori dei punti di singolarità dovuti alla presenza dei "rigid links" e degli "elastic links" in corrispondenza del fissaggio delle masse sismiche alle pareti.

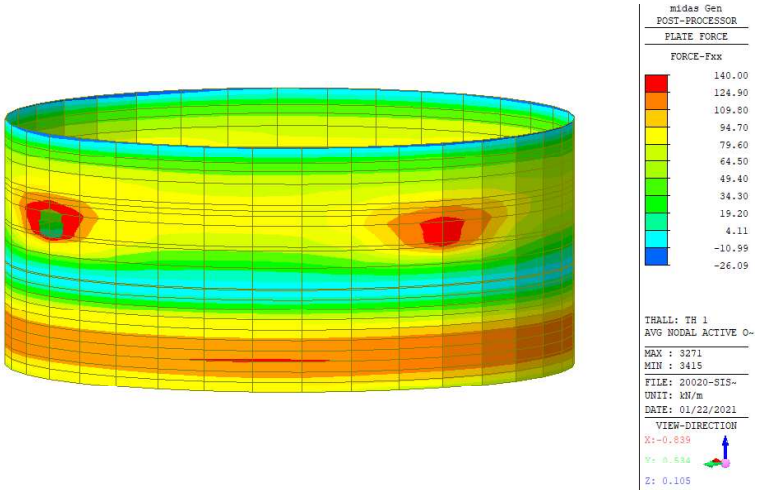


Figura 74 – Fxx (kN/m) – forza membranale orizzontale

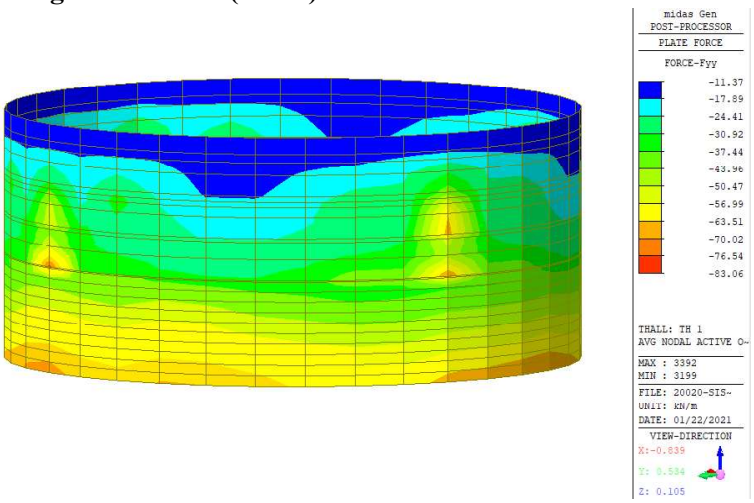


Figura 75 – Fyy (kN/m) – forza membranale verticale

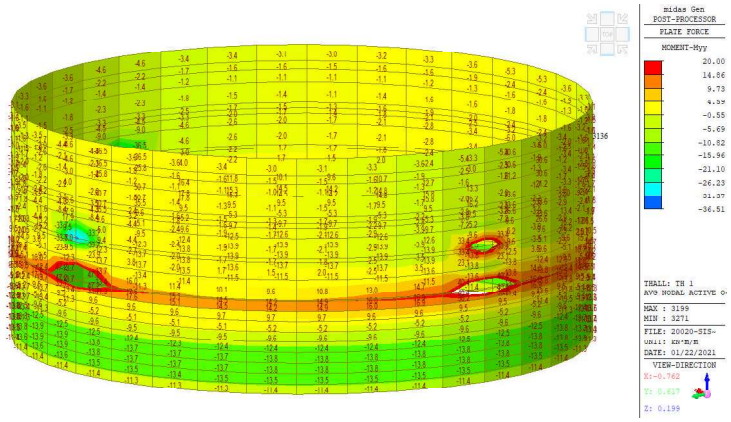


Figura 76 – Myy (kNm/m) – momenti flettenti ad asse orizzontale

Verifica a trazione – forze membranali orizzontali:

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

Quota (m)	A_{fi} (mm²)		A_{fe} (mm²)	
0-0.50	5f14	769.69	5f14	769.69
0.50-1.00	4f14	615.75	4f14	615.75
1.00-1.50	3f14	461.81	3f14	461.81
1.50-2.00	3f14	461.81	3f14	461.81
2.00-2.50	4f12	452.39	4f12	452.39
2.50-3.00	3f12	339.29	3f12	339.29
3.00-3.50	2f12	226.19	2f12	226.19
3.50-4.00	3f10	235.62	3f10	235.62
4.00-4.50	3f10	235.62	3f10	235.62
4.50-5.00	2f10	157.08	2f10	157.08
5.00-5.45	2f10	157.08	2f10	157.08

N_{Rd} (kN/0.5m)	N_{Rd} (kN/m)	N_{ed} (kN/m)	N_{ed}/N_{Rd}	
534.93	962.88	125.40	**0.13**	**Verificato**
427.95				
320.96	641.92	94.7	**0.15**	**Verificato**
320.96				
314.41	550.22	124.7	**0.23**	**Verificato**
235.81				
157.21	320.96	70.7	**0.22**	**Verificato**
163.76				
163.76	272.93	70.4	**0.26**	**Verificato**
109.17				
109.17	109.17	56.9	**0.52**	**Verificato**

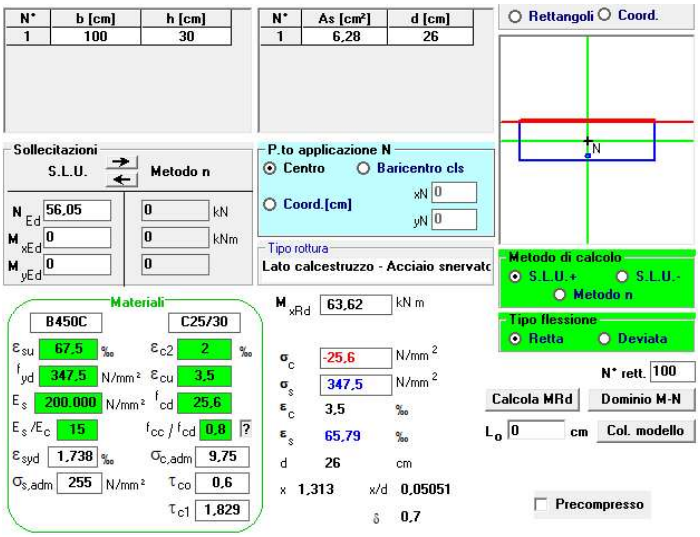
Verifica a pressoflessione:

Si effettua la verifica a circa 1.00m dalla base, dove il valore del momento flettente è massimo.

Sp. 30cm

N_{Sd} = 56.05 kN

4φ10/40cm



TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

M_{Sd} = 13.8 kNm < M_{Rd} = 63.62 kNm → M_{Rd}/M_{Sd} = 4.6 > 1 → Verificato

13.2.1.3 *Verifica sismica del fonda vasca*

Il fondo della vasca ha spessore variabile in funzione del raggio, come riportato nella seguente tabella, assieme all'area dell'armatura e al momento resistente positivo e negativo.

R (m)	H (cm)	$A_{f,sup}$ (cmq/m)	$A_{f,inf}$ (cmq/m)	M_{Rd}+ (kNm/m)	M_{Rd}- (kNm/m)
0.75	70	0.00	0.00	0	0
1.10	70	6.16	7.85	184	-147.6
1.60	70	9.30	7.85	185.4	-216.7
2.10	70	12.44	7.85	186.4	-285.7
2.60	70	18.60	15.70	358.1	-420.9
3.10	70	24.76	15.70	358.3	-554.4
3.75	70	30.91	15.70	358.5	-687.4
4.25	70	34.84	15.70	358.6	-772.2
5.30	62.5	30.91	15.70	317.6	-606.9
6.30	55.25	24.76	15.70	277.9	-427.5
6.90	48	12.44	15.70	237.7	-192.1
7.25	40	2.51	15.70	192.4	-45.48

Il momento in combinazione sismica risulta:

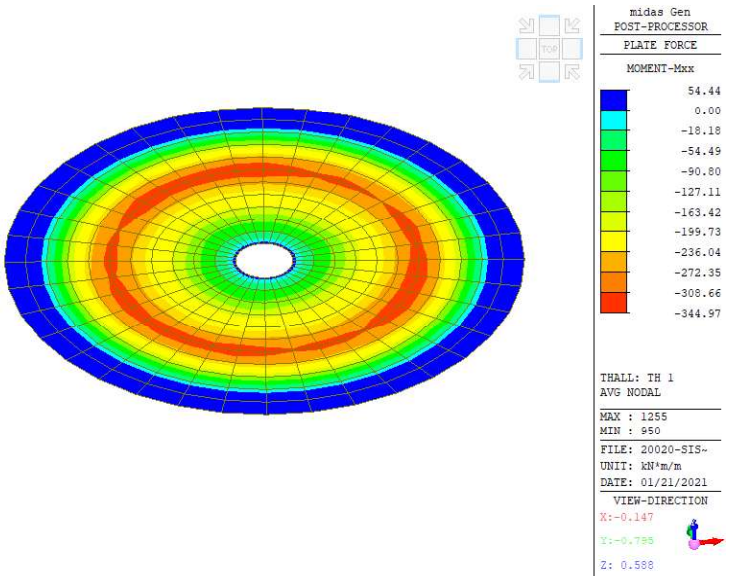


Figura 77 – Momento sollecitante Mxx (local) sul fondo vasca

M_{Rd} = -772.2kNm
M_{Sd} = -344.97 kNm
M_{Rd} / M_{Sd} =2.24 >1
La verifica è soddisfatta.

Si può affermare che la vasca in condizioni sismiche non ha problemi strutturali.

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

13.2.2 Verifiche del fusto

Si riportano di seguito le verifiche dei principali elementi del torrino ad intervento eseguito.

13.2.2.1 Trave-parapetto

Si riporta ora la verifica della trave in sommità dei pilastri.

Superiormente, come riportato in immagine, il campo romboidale di controvento, viene fissato in corrispondenza della trave di bordo del locale di manovra sottostante la vasca del serbatoio. Si procede, dunque, alla verifica di tale elemento strutturale in funzione delle sollecitazioni derivanti dall'analisi time history svolta per la famiglia di accelerogrammi più gravosa, tra quelle analizzate, all' SLV. Secondo le tavole di progetto originali dell'opera, tale elemento risulta così armato:

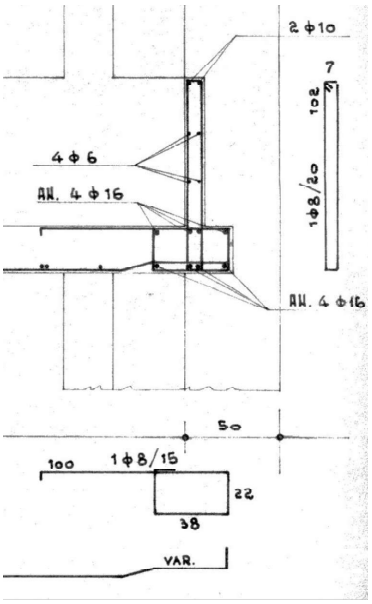
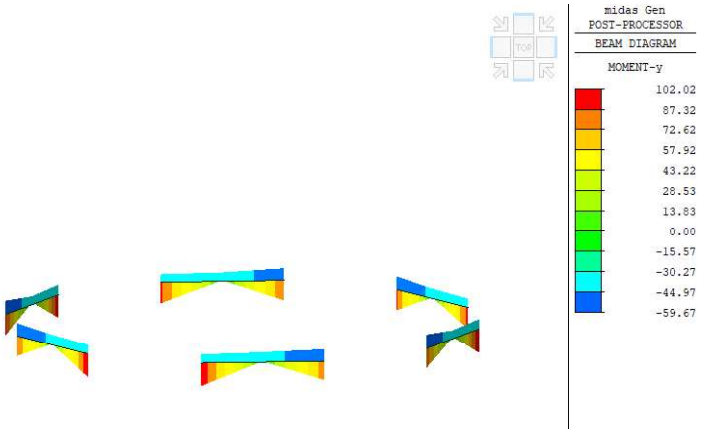


Figura 78 – Armatura della trave di bordo secondo elaborati originali di progetto dell'opera.

Le sollecitazioni di progetto all'SLV dall'analisi time history vengono di seguito riportate.



TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

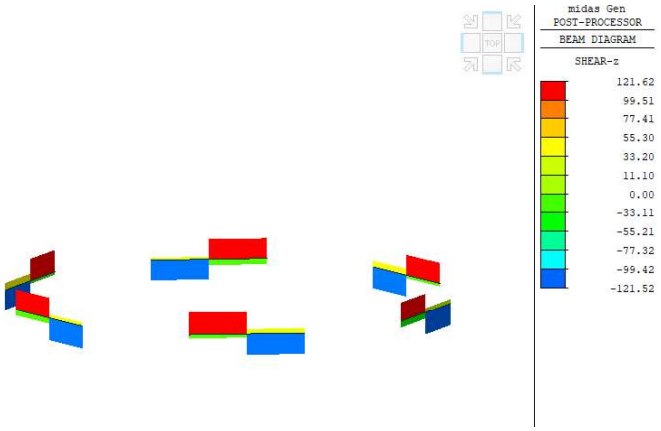


Figura 79 – Inviluppo delle sollecitazioni risultanti all'SLV sulla travi di bordo

Il momento resistente positivo e negativo associato a tale elemento strutturale sono pari a:

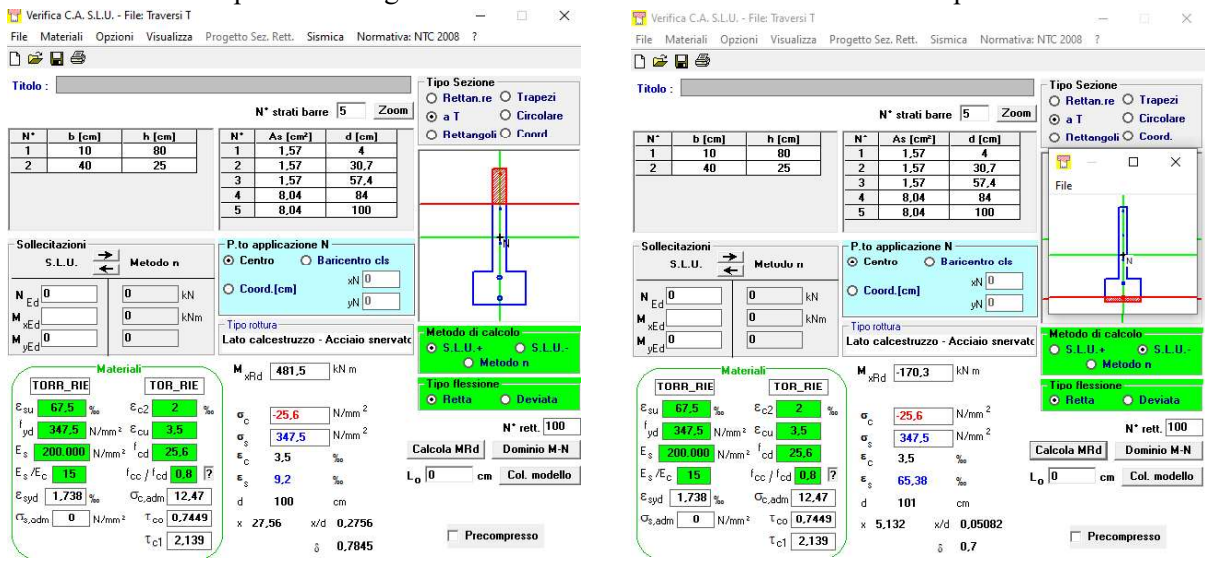


Figura 80 – verifiche a flessione

M_{rd+} = 481.5 kNm
M_{rd-} = -170.3 kNm

Nel caso più sfavorevole: Mrd/Med = 170/59 = 2,88
La verifica è soddisfatta.

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

La verifica a taglio:

geometria:						
H =	1050	mm	altezza elemento			
b =	100	mm	larghezza elemento			
c =	40	mm	copriferro ambo i lati			
d =	1010	mm	altezza utile			
Asl=	600	mmq	area arm long trazione M orsch			
r =	0,0059					
k =	1,44					
N =	0	kN	sforzo normale di compressione			
s_{cp} =	0,00	MPa	tensione media di compressione nella sezione			
materiali:						
R_{ck} =	37	MPa		F_{yk} =	347	MPa
f_{ck} =	31	MPa		f_{yd} =	302	MPa
f_{cd} =	17,40	MPa				
f'_{cd} =	8,70	MPa				
f_{ctm} =	2,94	MPa				
f_{ctk} =	2,06	MPa				
f_{ctd} =	1,4	MPa				
v_{min} =	0,34					
verifica resistenza a taglio senza armatura specifica						
V_{sd} =	122	kN	>	V_{Rd1} =	46	kN
α =	90	°	angolo inclinazione armatura			
sinα =	1					
ctgα =	0					
θ =	45	°	angolo inclinazione puntoni di cls			
ctgθ =	1,0					
Φ =	8	mm	diametro staffe			
n° =	2		n°bracci delle staffe			
A_{sw} =	101	mmq	area staffe			
s =	200	mm	passo staffe			
V_{Rsd} =	138	kN	contributo a taglio trazione			
a_c =	1,00		coefficiente maggiorativo			
V_{Rcd} =	395	kN	contributo a taglio compressione			
V_{sd} =	122	kN	<	V_{Rsd} =	138	kN

Figura 81 – verifiche a taglio

Nel caso più sfavorevole: Trd/Ted = 138/121,6= 1,13

La verifica è soddisfatta.

13.2.2.2 Pilastri tozzi sotto vasca

Si verificano ora i pilastri compresi tra vasca e solaio in quota. Questi elementi hanno sezione 50x50cm, sono armati come i pilastri e hanno altezza pari a 70cm. Si prevede di confinare questo tratto con delle barre filettate come da immagine.

Considerando che la balaustra/parapetto rappresenti un'efficace condizione di vincolo per il pilastro, si procede alla verifica a pressoflessione deviata e taglio dei pilastri tozzi confinati, nella regione superiore a tale dettaglio costruttivo.

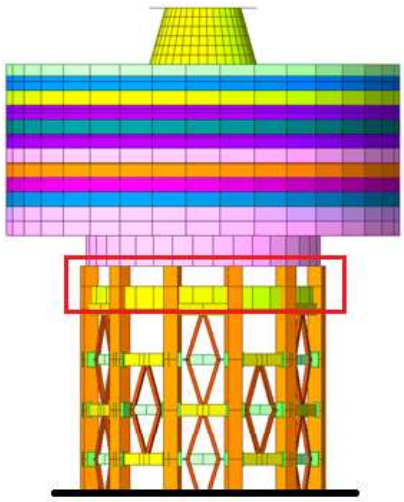


Figura 82 – modello fem

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

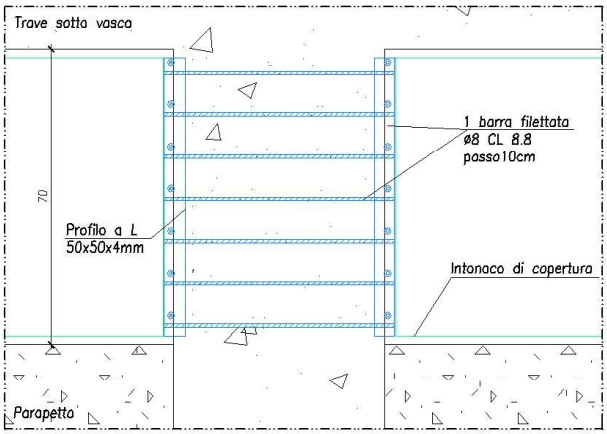
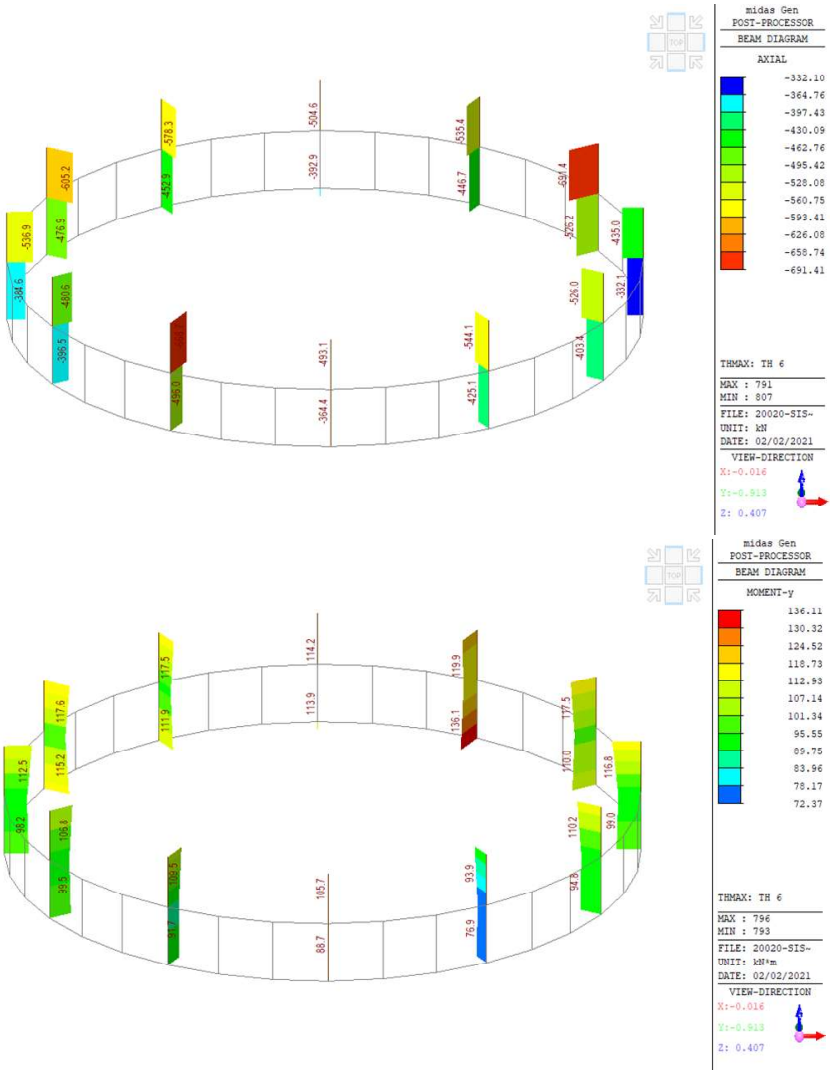
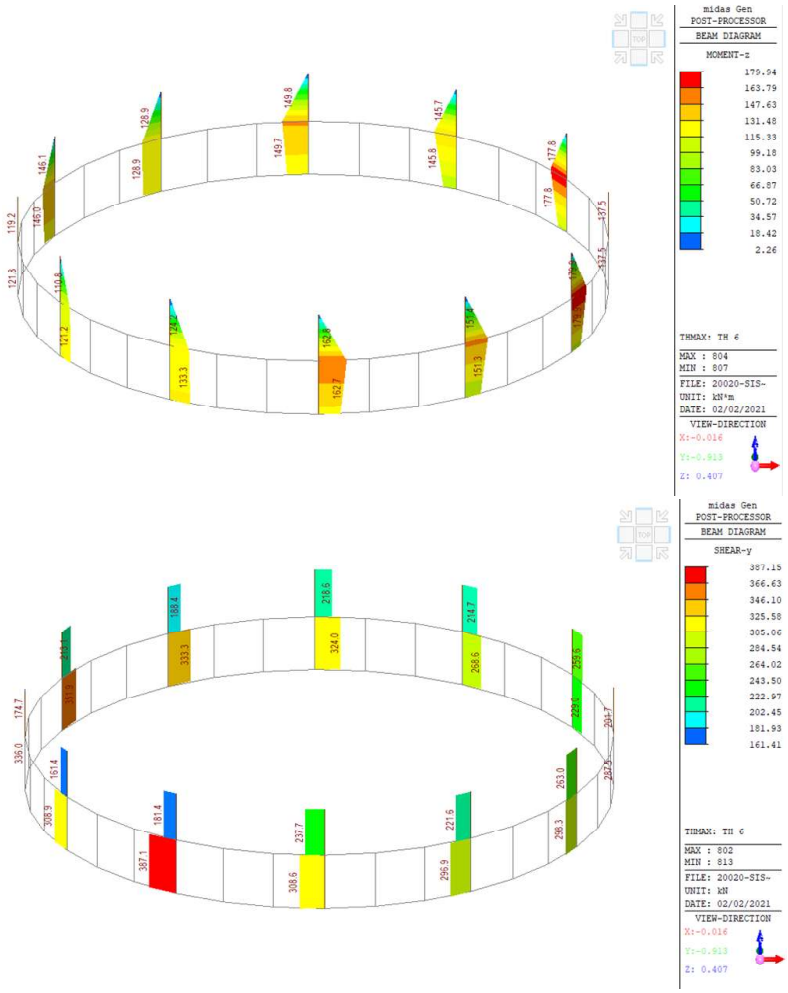


Figura 83 – cerchiatura attiva

Si riportano le sollecitazioni ottenute:



TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com



Verifica a pressoflessione deviata

Considerando, a favore di sicurezza, agente contemporaneamente la terna sollecitativa più gravosa, risulta:

N_{ed}=435,00 kN

M_{yed}=119,9 kNm

M_{zed}=179,94 kNm

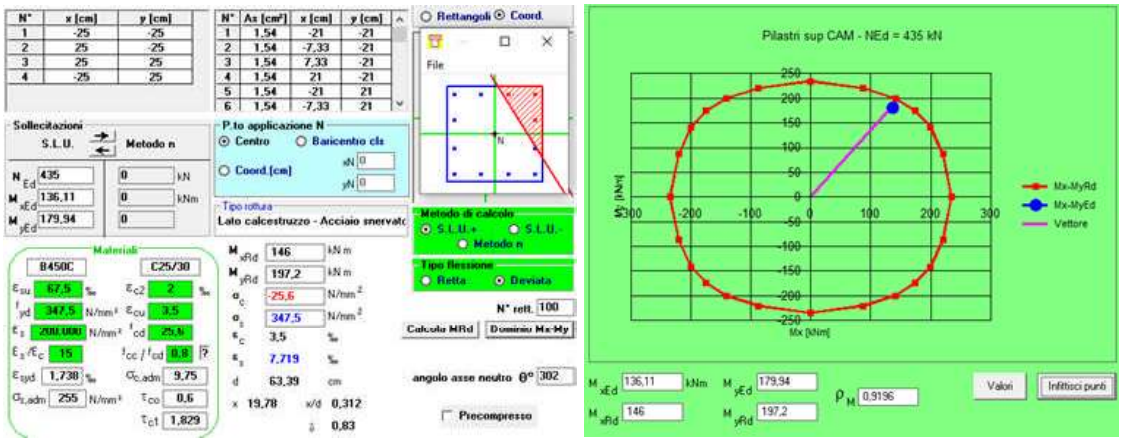


Figura 84 – verifica a pressoflessione deviata

Mrd/Med = 1,1

La verifica è soddisfatta.

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

Verifica a taglio

Per la verifica a taglio si considerano anche il contributo delle barre filettate.
Ved=263.00 kN

geometria:			
H =	500	mm	altezza elemento
b =	500	mm	larghezza elemento
c =	40	mm	copriferro ambo i lati
d =	460	mm	altezza utile
Asl=	628	mmq	area arm long trazione Morsch
r =	0,0027		
k =	1,66		
N =	0	kN	sforzo normale di compressione
s_{cp} =	0,00	MPa	tensione media di compressione nella sezione

materiali:					
R_{ck} =	25,5	MPa	F_{yk} =	347	MPa
f_{ck} =	26	MPa	f_{yd} =	302	MPa
f_{cd} =	17,00	MPa			
f'_{cd} =	8,50	MPa			
f_{ctm} =	2,60	MPa			
f_{ctk} =	1,82	MPa			
f_{ctd} =	1,2	MPa			
v_{min} =	0,38				

verifica resistenza a taglio senza armatura specifica						
V_{sd} =	263	kN	>	V_{Rd1} =	87 kN	NO
α =	90	°	angolo inclinazione armatura			
sinα =	1					
ctgα =	0					
θ =	22	°	angolo inclinazione puntoni di cls			
ctgθ =	2,5					
Φ =	8	mm	diametro staffe			
n° =	2		n°bracci delle staffe			
A_{sw} =	101	mmq	area staffe			
s =	200	mm	passo staffe			
V_{Rsd} =	155	kN	contributo a taglio trazione			
a_c =	1,00		coefficiente maggiorativo			
V_{Rcd} =	611	kN	contributo a taglio compressione			
V_{sd} =	263	kN	>	V_{Rsd} =	155 kN	NO
a_1 =	51	cm	traslazione del momento			

ARMATURA TESA

n =	2	
Φ =	20	mm
A =	628	mmq

Contributo a taglio barre di confinamento			
dcam	500	mm	Altezza staffa
nbrcam	2		Num braccia
n	1		Numero barre
d	8		Spessore
A	50,27	mm^2	
s	150	mm	passo
fyw	576	Mpa	
θ =	22		
ctgθ =	2,5		
α =	90		
Vrds, cam	**214,98**	**kN**	
Vrdc	**611**	**kN**	
Vrds tot	**370**	**kN**	**OK**

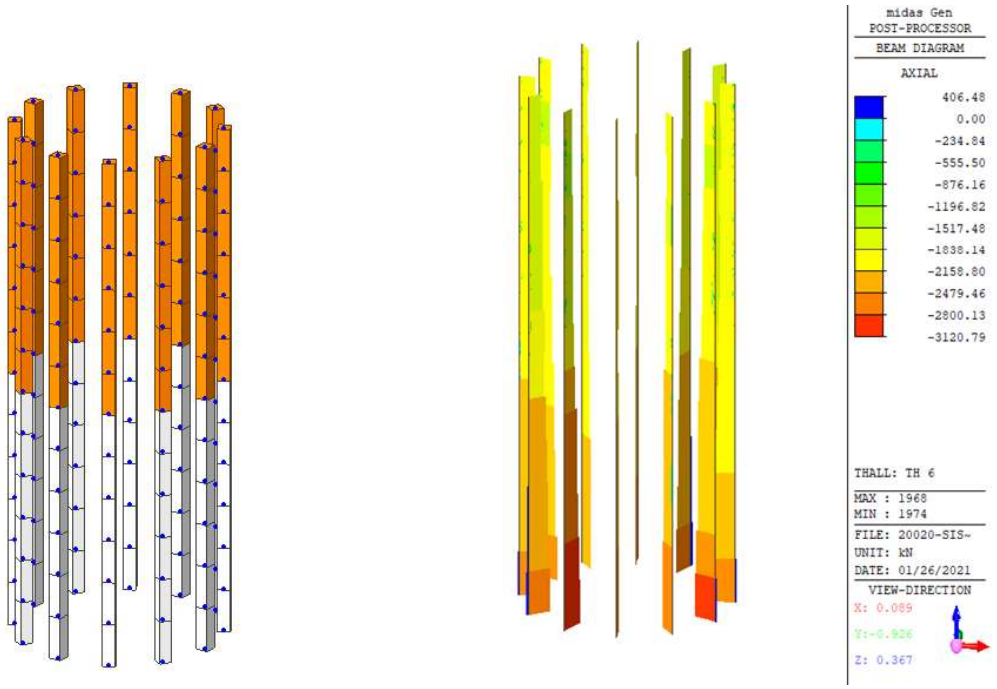
Vrd/Ved =370/263 = 1,41

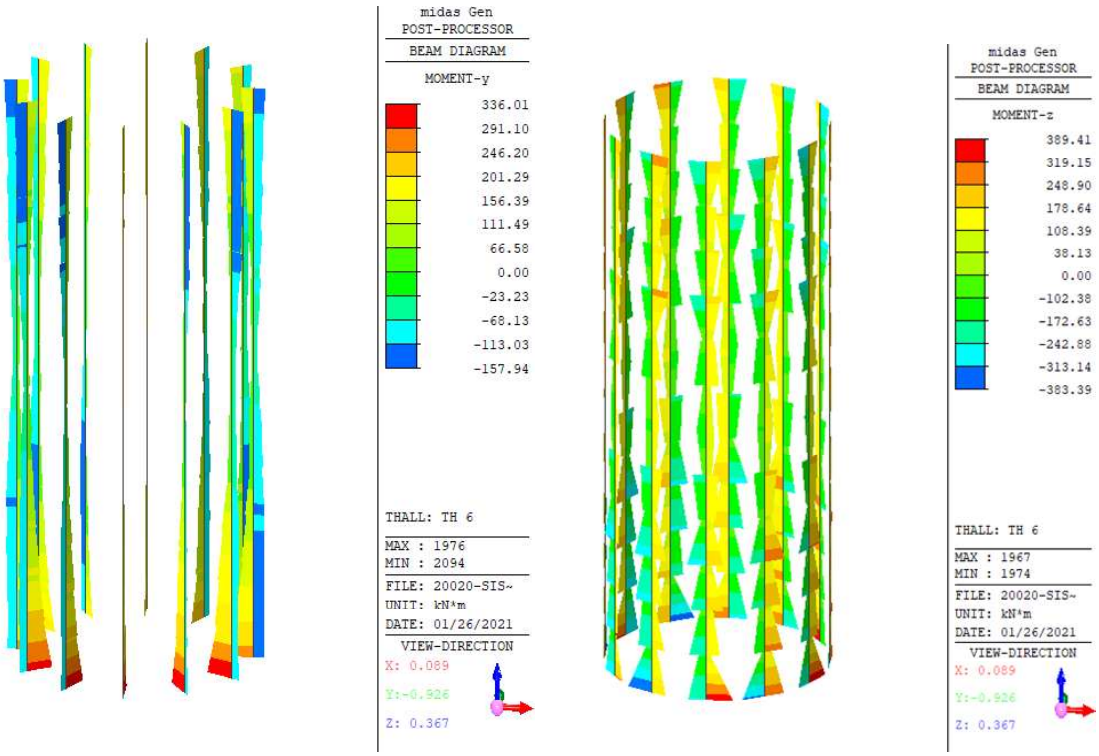
La verifica a taglio è soddisfatta

13.2.2.3 Pilastri

I pilastri vengono verificati in due sezioni di verifica definite una alla base delle regioni confinate e non confinate dei pilastri.

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com





La verifica avviene, per l'analisi time history più gravosa tra le 3 analizzate all'SLV, ricercando nei 12 pilastri il time step temporale associato alle seguenti casistiche:

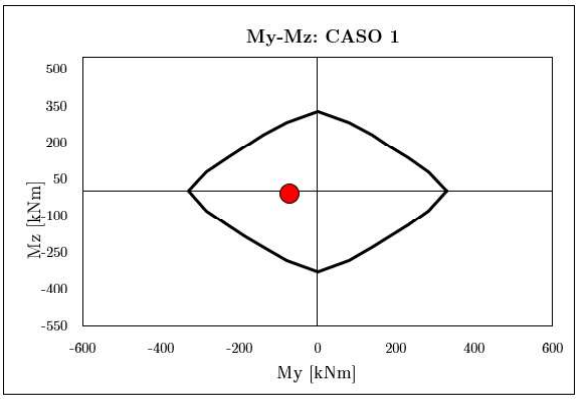
- **CASO 1**: Max N (trazione)
- **CASO 2**: Min N (compressione)
- **CASO 3**: Max |My|
- **CASO 4:** Max |Mz|

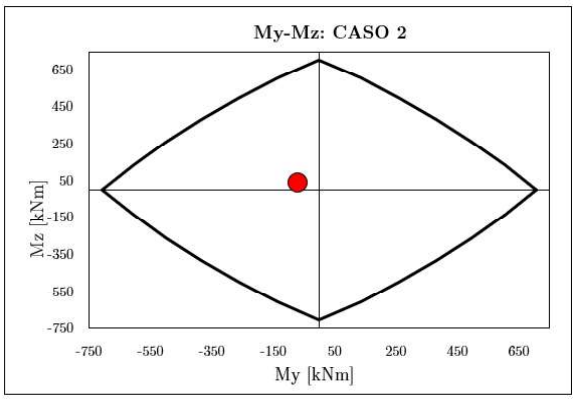
TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

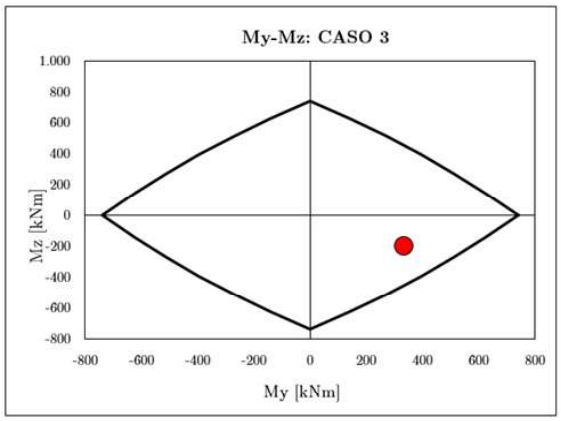
Il confronto tra resistenza e sollecitazioni agenti nei pilastri si esplica attraverso la costruzione del diagramma resistente My-Mz in campo sostanzialmente elastico.

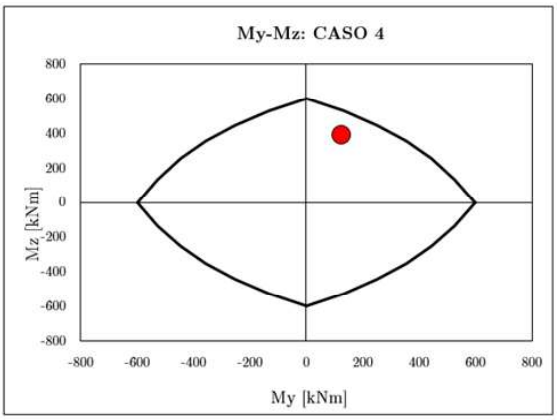
Sezione di verifica pilastri confinati:

	CASO 1: Max N	CASO 2: Min N	CASO 3: Max |My|	CASO 4: Max |Mz|
N [kN]	406,48	-3120,79	-2631,53	-1092,47
My [kNm]	-70,76	-67,09	336,01	126,64
Mz [kNm]	-12,08	35,49	-200,45	389,41





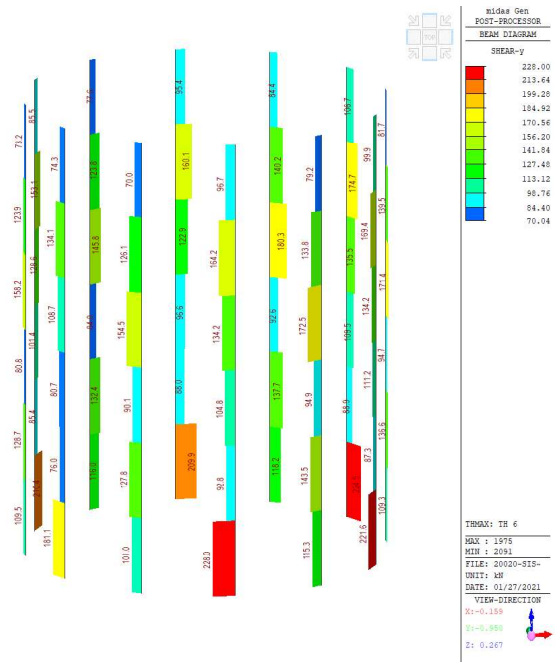




Le verifiche a pressoflessione sono verificate.

Nelle medesime sezioni si procede ad eseguire la verifica a taglio. La verifica viene eseguita in termini globali rispetto alle sollecitazioni e alle resistenze agenti sui 12 pilastri.

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com



$$V_{ed\,tot} = 1944.8\ kN$$

La resistenza a taglio offerta dai pilastri confinati viene valutata considerando le barre di confinamento come armatura aggiuntiva a taglio ridotta, a favore di sicurezza, di un fattore 0.5.

geometria:										
H =	500	mm	altezza elemento				setti			
b =	500	mm	larghezza elemento				**ARMATURA TESA**			
c =	40	mm	copriferro ambo i lati				n =	6		
d =	460	mm	altezza utile				Φ =	14	mm	
Asl=	924	mmq	area arm long trazione Morsch				A =	924	mmq	
r =	0,0040									
k =	1,66									
N =	0	kN	sforzo normale di compressione							
s_{cp} =	0,00	MPa	tensione media di compressione nella sezione							
materiali:							*materiali cerchiature:*			
R_{ck} =	30,8	MPa		F_{yk} =	347,5	MPa	R_{ck} =	36	MPa	F_{yk} = 560 MPa
f_{ck} =	26	MPa		f_{yd} =	302	MPa	f_{ck} =	30	MPa	f_{yd} = 448 MPa
f_{cd} =	17,04	MPa					f_{cd} =	16,93	MPa	
f'_{cd} =	8,52	MPa					f'_{cd} =	8,47	MPa	
f_{ctm} =	2,60	MPa					f_{ctm} =	2,89	MPa	
f_{ctk} =	1,82	MPa					f_{ctk} =	2,02	MPa	
f_{ctd} =	1,2	MPa					f_{ctd} =	1,4	MPa	
v_{min} =	0,38						v_{min} =	0,00		
verifica resistenza a taglio senza armatura specifica										
V_{sd} =		kN	<	V_{Rd1} =	100	kN	OK	***Contributo a taglio cerchiature attive***		
α =	90	°	angolo inclinazione armatura				α =	90	°	angolo inclinazione armatura
sinα =	1						sinα =	1		
ctgα =	0						ctgα =	0		
θ =	30	°	angolo inclinazione puntoni di cls				θ =	30	°	angolo inclinazione puntoni di cls
ctgθ =	1,7						ctgθ =	1,7		
Φ =	8	mm	diametro staffe				Φ =	8	mm	diametro staffe
n° =	2		n°bracci delle staffe				n° =	2		n°bracci delle staffe
A_{sw} =	101	mmq	area staffe				A_{sw} =	101	mmq	area staffe
s =	200	mm	passo staffe				s =	200	mm	passo staffe
V_{Rsd} =	109	kN	contributo a taglio trazione				V_{Rsd} =	81	kN	contributo a taglio trazione
a_c =	1,00		coefficiente maggiorativo				a_c =	1,00		coefficiente maggiorativo
V_{Rcd} =	764	kN	contributo a taglio compressione				V_{Rcd} =	759	kN	contributo a taglio compressione
V_{sd} =	0	kN	<	V_{Rsd} =	109	kN	OK	V_{sd} =	0	kN < V_{Rsd} = 190 kN

Considerando un'inclinazione del puntone compresso di 30° risulta:

$$V_{rdstot} = 190 * 12 = 2280\ kN > V_{ed} = 1944.8\ kN.$$

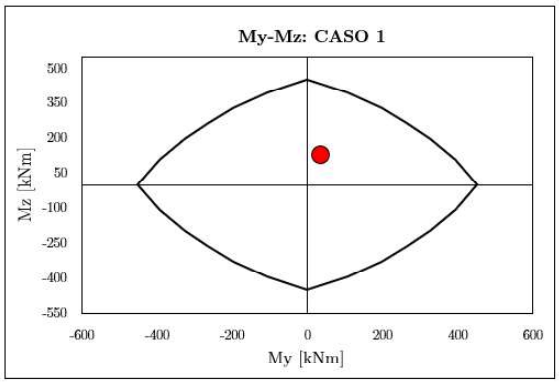
Trd/Ted = 1,17

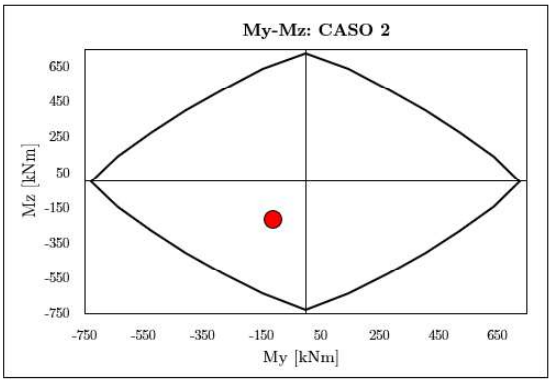
La verifica risulta rispettata.

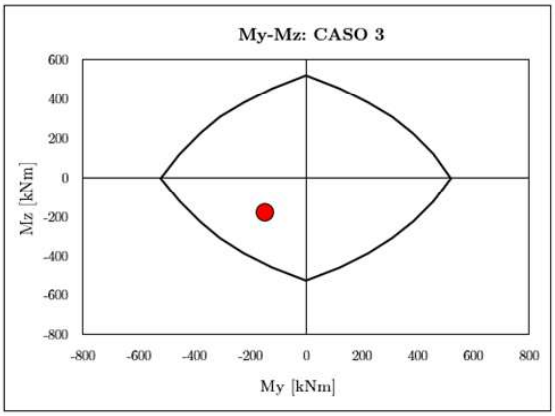
TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

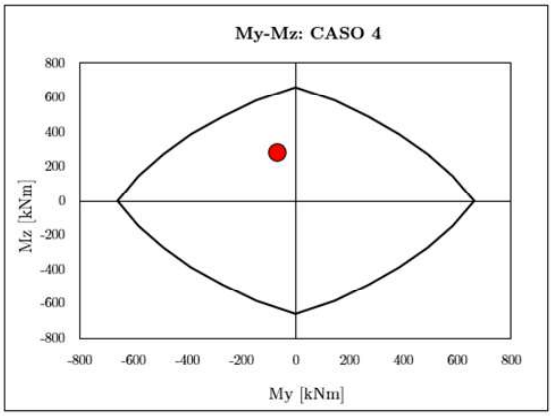
Sezione di verifica pilastri NON confinati:

	CASO 1: Max N	CASO 2: Min N	CASO 3: Max |My|	CASO 4: Max |Mz|
N [kN]	-227,84	-1954,82	-615,40	-1490,36
My [kNm]	38,21	-107,03	-143,65	-64,68
Mz [kNm]	126,46	-220,09	-181,80	278,98





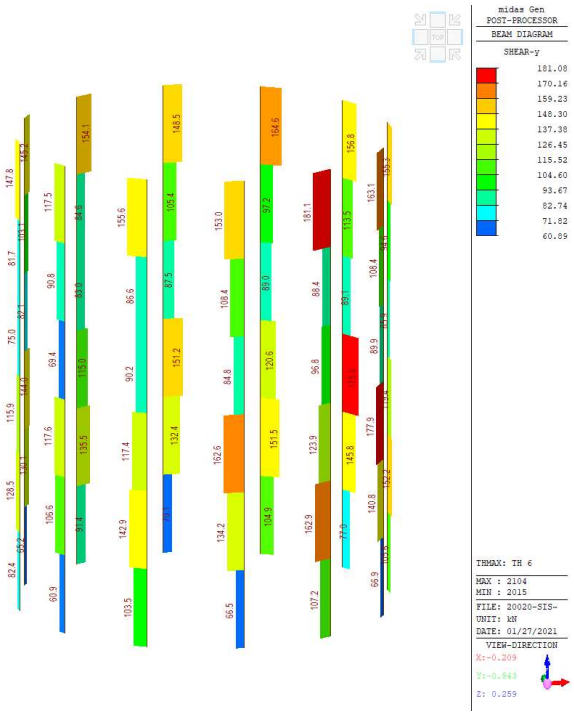




Le verifiche a pressoflessione sono soddisfatte.

Nelle medesime sezioni si procede ad eseguire la verifica a taglio. La verifica viene eseguita in termini globali rispetto alle sollecitazioni e alle resistenze agenti sui 12 pilastri.

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com



$$V_{ed\,tot} = 1842.6\ kN$$

geometria:					
H =	500	mm	altezza elemento		
b =	500	mm	larghezza elemento		
c =	40	mm	copriferro ambo i lati		
d =	460	mm	altezza utile		
Asl=	924	mmq	area arm long trazione Morsch		
r =	0,0040				
k =	1,66				
N =	0	kN	sforzo normale di compressione		
s_{cp} =	0,00	MPa	tensione media di compressione nella sezione		
materiali:					
R_{ck} =	30,8	MPa		F_{yk} =	347,5 MPa
f_{ck} =	26	MPa		f_{yd} =	302 MPa
f_{cd} =	17,04	MPa			
f'_{cd} =	8,52	MPa			
f_{ctm} =	2,60	MPa			
f_{ctk} =	1,82	MPa			
f_{ctd} =	1,2	MPa			
v_{min} =	0,38				
verifica resistenza a taglio senza armatura specifica					
V_{sd} =		kN	<	V_{Rd1} =	100 kN
α =	90	°	angolo inclinazione armatura		
sinα =	1				
ctgα =	0				
θ =	22	°	angolo inclinazione puntoni di cls		
ctgθ =	2,5				
Φ =	8	mm	diametro staffe		
n° =	2		n°bracci delle staffe		
A_{sw} =	101	mmq	area staffe		
s =	200	mm	passo staffe		
V_{Rsd} =	156	kN	contributo a taglio trazione		
a_c =	1,00		coefficiente maggiorativo		
V_{Rcd} =	613	kN	contributo a taglio compressione		
V_{sd} =	0	kN	<	V_{Rsd} =	156 kN

Considerando un'inclinazione del puntone compresso di 22° risulta:

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

$$V_{rdstot} = 156 * 12 = 1872\ kN > V_{ed} = 1842.6\ kN$$

Trd/Ted = 1,02

La verifica risulta rispettata.

13.2.2.4 Traversi

Ad azioni orizzontali, come già osservato, i traversi sviluppano sollecitazioni di taglio e flessione con andamento rispettivamente costante e linearmente variabile. Al fine dell'esecuzione delle verifiche, risulta, in primo luogo, necessario definire adeguatamente la lunghezza di sviluppo della cerniera plastica e la capacità di duttilità dei traversi. Tale aspetto è stato fonte di studio da parti di diversi autori che ha portato alla formulazione di diverse espressioni bassate su approcci teorici e/o empirici. Secondo quanto prescritto in *Circolare Applicativa 2019*, la rotazione ultima di elementi strutturali in calcestruzzo armato può essere valutata attraverso l'espressione *C8.7.2.1* ricavata da un approccio meccanico:

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} 0.016 \cdot (0.30^{\nu}) \left[\frac{\max(0.01;\omega')}{\max(0.01;\omega)} f_c \right]^{0.225} \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0.35} 25^{\left(\alpha\rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1.25^{100\rho_d})$$

Figura 85 – Espressione C8.7.2.1 per il calcolo della rotazione ultima.

dove in normativa tecnica vengono proposti una serie di coefficienti correttivi per tenere conto della presenza di dettagli costruttivi non sismicamente adeguati. Tuttavia, tale rotazione può essere calcolata, alternativamente, attraverso un approccio analitico considerando che, in condizione ultima, all' interno di una lunghezza detta di cerniera plastica, si sviluppi una curvatura ultima costante. Dal punto di vista fenomenologico, infatti, la regione di formazione della cerniera plastica viene ad essere identificata come quella regione all' interno della quale il calcestruzzo e l'acciaio evolvono in campo plastico. La definizione di tale regione risulta per lo più convenzionale e associata alla formulazione adottata per la stima della rotazione ultima. In letteratura, infatti, sono proposte diverse espressioni, basate su osservazioni sperimentali, funzione principalmente di tre parametri fondamentali rappresentati dalla luce di taglio, altezza della sezione e diametro/tensione di snervamento delle barre longitudinali. In *Tabella* si riportano in forma schematica le principali formulazioni proposte per la stima della lunghezza di cerniera plastica.

Reference	Hinge Length (L_{pl})
(Baker et al., 1956)	$k_1 k_2 k_3 \cdot (z/d)^{1/4} \cdot d$
(Mattock, 1964)	$\frac{d}{2}\left[1+\left(1.14\sqrt{\frac{z}{d}}-1\right)\left(1-\left(\frac{q-q'}{q_b}\right)\sqrt{\frac{d}{16.2}}\right)\right]$
(Corley, 1966)	$\frac{d}{2}+0.2\frac{z}{\sqrt{d}}$
(Mattock, 1967)	$\frac{d}{2}+0.05z$
(Park, 1982)	$0.4h$
(Priestley et al., 1987)	$0.08L_v + 6d_b$
(Paulay et al., 1992)	$0.08L_v + 0.022d_b f_y$
(Panagiotakos et al., 2001)	$0.12L_v + 0.014\alpha_{sl} d_b f_y$ for cyclic loading $0.18L_v + 0.021\alpha_{sl} d_b f_y$ for monotonic loading
(Fardis, 2007)	$0.09L_v + 0.2h$ for cyclic loading $0.04L_v + 1.2h$ for monotonic loading

Figura 86 – Principali espressioni per la stima della lunghezza di cerniera plastica.

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

Al fine del seguente lavoro si decide di utilizzare le espressioni proposte da Fardis (2007) largamente conosciute all'interno della comunità scientifica e basate su un ampio database di prove sperimentali. Secondo tale autore la rotazione ultima può essere stimata pari a:

$$\theta_u = \theta_y + (\theta_{u,slip} - \theta_{y,slip}) + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - 0.5 \frac{L_{pl}}{L_V}\right) \quad (13.18)$$

con:

$$L_{pl} = 0.09 L_v + 0.20 h \quad (13.19)$$

dove:

$$\theta_{y,slip} = \frac{\phi_y d_{bl} f_y}{8\sqrt{f_c}} \; ; \; \theta_{u,slip} = \frac{\phi_u d_{bl} f_y}{8\sqrt{f_c}} \quad (13.20)$$

$$\theta_y = \frac{\phi_y L_V}{3} + 0.0013\left(1 + 1.5 \frac{h}{L_V}\right) + \frac{\phi_y d_{bl} f_y}{8\sqrt{f_c}}$$

Inoltre, si definisce:

$\gamma_{el} = 1{,}5$ per gli elementi primari;

θ_y rotazione a snervamento;

ϕ_y curvatura a snervamento;

ϕ_u curvatura ultima;

L_{pl} lunghezza di cerniera plastica;

L_V luce di taglio;

h l'altezza della sezione;

d_{bl} diametro medio delle barre longitudinali;

L'attività di progettazione prevede il confinamento dei traversi tramite barre di acciaio di diametro 8 mm, classe 8.8, ad interasse di 8 cm. In accordo con le espressioni proposte in NTC, per la valutazione dell'effetto di confinamento, e con le espressioni di Fardis per il calcolo della lunghezza di cerniera plastica e della rotazione ultima, si ottengono i seguenti risultati.

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

Caratteristiche barre			Materiale		
barre	8	mm			
s (passo)	80	mm	**fyd**	391,3	MPa
R (raggio curv. angolari)	30	mm			

Caratteristiche sezione confinata					
b	300	mm	**fccd**	29,93	MPa
h	400	mm	**εcc2**	0,0037	
As	628	mm^2	**εccu**	0,0153	
As'	628	mm^2			
d**b**	20	mm	**My**	71,87	kNm
ρs	0,00587		**Mrd**	76,60	kNm
αn	0,520		**φy**	0,00671	rad/m
αs	0,830		**φu**	0,19100	rad/m
Lv	800	mm	**θy**	0,00521	rad
Lpl	152	mm	**θu SLV**	0,0251	rad
			θu SLC	0,0335	rad

Valutando, invece, la rotazione ultima tramite l'espressione C8.7.2.1 si otterrebbe:

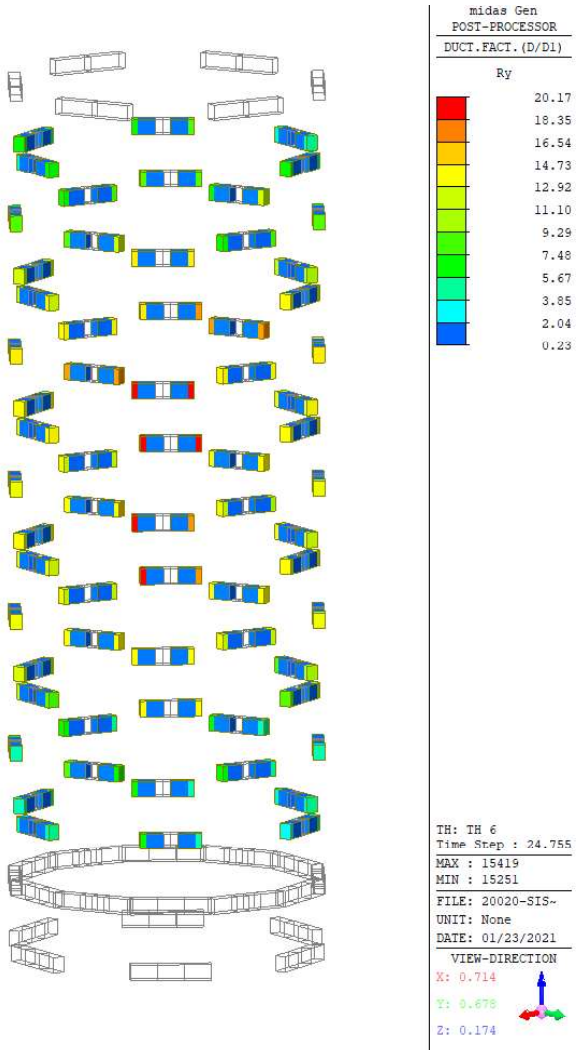
$\theta_{u\ SLV}$	0,0255	rad
$\theta_{u\ SLC}$	0,0340	rad

I risultati risultano, pertanto, pienamente coerenti.

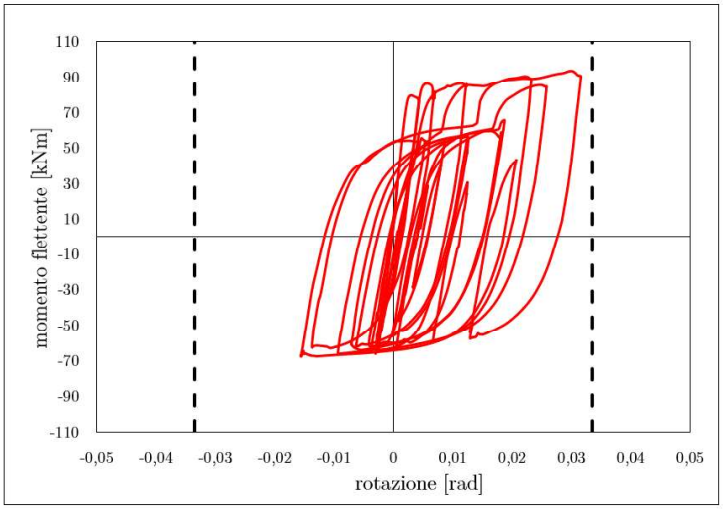
La verifica in duttilità avviene confrontando la capacità con la domanda di duttilità di elemento richiesta al traverso più sollecitato nell'analisi time history che produce i risultati massimi tra le 3 analizzate all'SLC.

In primo luogo, quindi, si riporta la domanda in duttilità di curvatura risultante dalla modellazione a fibre, nota la quale, in funzione della lunghezza di cerniera plastica e della luce di taglio è possibile determinare la duttilitá di elemento.

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com



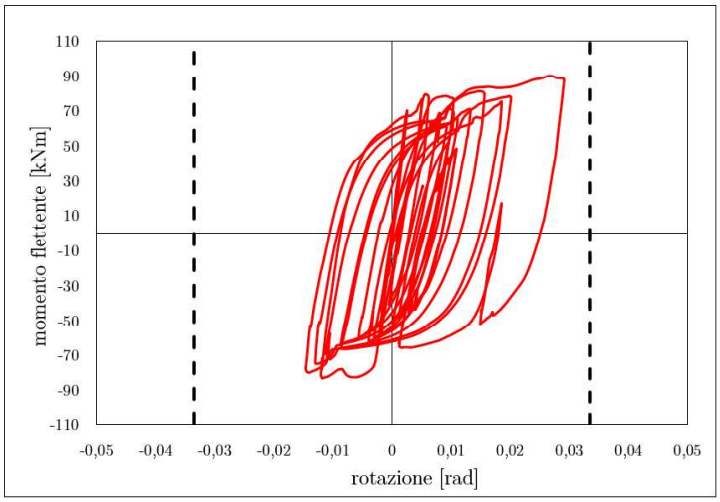
Comportamento isteretico risultante su traverso maggiormente sollecitato (campo alternativamente controventato)



θu capacità / θu domanda = 0,0335/0,0316 = 1,06

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

Comportamento isteretico risultante su traverso maggiormente sollecitato (campo uniformemente controventato)



θu capacità / θu domanda = 0,0335/0,0292 = 1,15

La verifica a taglio dei traversi in condizione cicliche avviene in accordo con il Paragrafo C8.7.2.3.5 delle NTC18 tenendo conto della presenza di armatura a taglio aggiuntiva costituita dalle barre di confinamento.

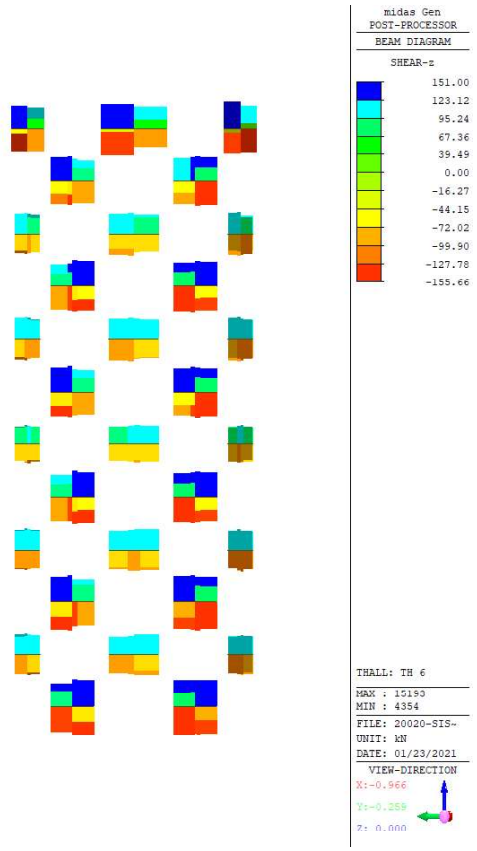


Figura 87 – Inviluppo delle sollecitazioni di taglio risultanti dall'analisi time history più gravosa svolta all' SLV.

La resistenza a taglio in condizione cicliche è, quindi, pari a:

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

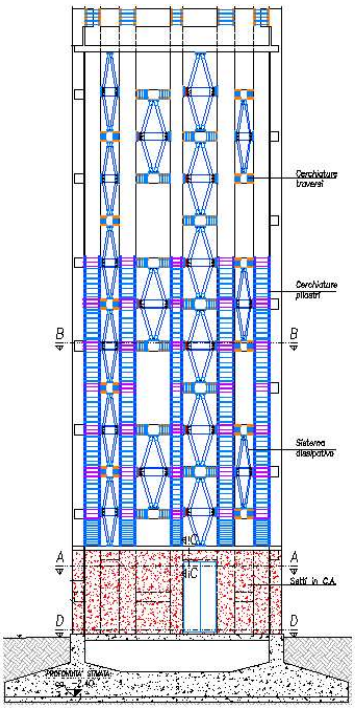
b	0,3	m
h	0,4	m
d	0,36	m
x	0,03765	m
N	0	MN
Lv	0,8	m
Ac	0,12	m^2
fcd	17,00	MNm
ptot	0,0104667	
z	0,32235	m
psx	0,0058705	
Vw	0,2728049	MN
muapl SLV	2,75	
	0,2790605	MN
Vr	**279,06**	**kN**

V_r = 279.06 kN > V_{Rd} = 155.7 kN.
La verifica risulta rispettata.

13.2.2.5 Nodi traversi-pilastri

In questo capitolo vengono riportate le verifiche dei nodi tra traversi e pilastri. La struttura del fusto è costituita da campi che agiscono come telai in c.a.; per questo otivo è importante verificare i nodi.

I nodi vengono verificati separatamente a seconda che essi siano confinati o meno. Per i nodi confinati, ammettendo la fessurazione dei pilastri e quindi dei nodi, la verifica avviene in accordo con la formulazione in capacità proposta al paragrafo 7.4.4.3.1 delle NTC18 (meccanismo a traliccio), mentre, per i nodi non confinati, in cui i pilastri risultano pienamente compressi e sui quali non risulta realizzato un intervento di confinamento, si fa riferimento alla formulazione proposta al punto C8.7.2.3.5 della Circolare Applicativa 2019.



TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

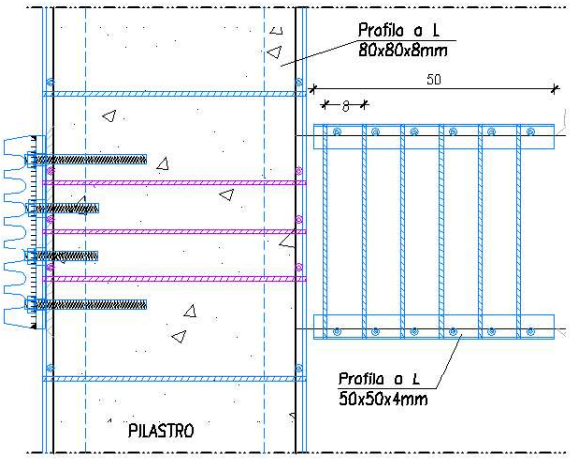


Figura 88 – Confinamento nodo

Nodi confinati

h_{jc}	500 mm		
b_j	500 mm		
A_j	250000 mm^2		
A_{s1} (sup)	628 mm^2		
A_{s2} (inf)	628 mm^2		
V_c	70 kN		
V_{jbd}	147,9 kN		
Staffe		**barre orizz. confinamento**	
n. bracci	2	n. bracci	2
diametro	8 mm	diametro	8 mm
passo	200 mm	n	3
αj	0,48		
η	0,42		
Verifica lato compressione			
V_{jbd}	147,9 kN	<	1830,7 kN
Verifica lato trazione			
$A_{sh}\ f_{ywd}$	287,1 kN	>	218,2 kN

La verifica per i nodi confinati porta esito positivo.

Nodi non confinati

La verifica dei nodi non confinati avviene considerando le due condizioni limite di minima e massima compressione agente sui pilastri al di sopra del nodo.

Caso 1 : Minima compressione pilastro

hn	500 mm		
bn	500 mm		
Aj	250000 mm^2		
As1 (sup)	628 mm^2		
As2 (inf)	628 mm^2		
Vc	70,0 kN		
Vjbd	147,9 kN		
N	109,4 kN		
verifica lato trazione			
σt	0,412 Mpa	<	1,236 Mpa
verifica lato compressione			
σc	0,850 Mpa	<	8,500 Mpa

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

Caso 2 : Massima compressione pilastro

hn	500 mm		
bn	500 mm		
Aj	250000 mm^2		
As1 (sup)	628 mm^2		
As2 (inf)	628 mm^2		
Vc	70,0 kN		
Vjbd	147,9 kN		
N	2004,1 kN		
verifica lato trazione			
σt	0,042 Mpa	<	1,236 Mpa
verifica lato compressione			
σc	8,060 Mpa	<	8,500 Mpa

I nodi non confinati risultano verificati.

13.2.2.6 Tensione barre cerchiature

In questo capitolo si riportano le indicazioni relative all'intensità della tesatura delle barre di acciaio utilizzate per confinare i pilastri, i nodi e i traversi.

Tramite il momento di serraggio M si crea una tensione di trazione sulle barre filettate che trasmettono grazie agli angolari la compressione e il confinamento ai vari elementi.

Le barre utilizzate hanno le seguenti caratteristiche:

- φ=8mm;
- CL=8.8;
- Ares=36,6mm2;
- fyd = 576Mpa.
- ftbk = 800Mpa.

Secondo le norme attuali il momento di serraggio non deve superare il 70% della resistenza a trazione della barra; nel nostro caso le barre sono utilizzate come cerchiature per confinare e non come bulloni ad attrito e il momento di serraggio utilizzato non supera il 30% della rottura:

Nelle unioni con bulloni ad alta resistenza delle classi 8.8 e 10.9, precaricati con serraggio controllato, per giunzioni ad attrito, le viti, i dadi e le rondelle devono essere forniti dal medesimo produttore. Il momento di serraggio M per tali unioni è pari a:

$$M = k \cdot d \cdot F_{p,c} = k \cdot d \cdot 0{,}7 \cdot A_{res} \cdot f_{tbk} \qquad [4.2.61]$$

dove: d è il diametro nominale della vite, A_{res} è l'area resistente della vite e f_{tbk} è la resistenza a rottura del materiale della vite.
Il valore del fattore k è indicato sulle targhette delle confezioni (dei bulloni, oppure delle viti) per le tre classi funzionali specificate nella seguente Tabella 4.2.XV.

Ipotizzando un k medio si ha:

$$\mathbf{M = 0{,}13 * 8mm * 0{,}3 * 36{,}6mm^2 * 800MPa \approx 10\ Nm}$$

Utilizzando questo momento si crea confinamento negli elementi interessati e si ha un ampio margine di tensioni nella barra in caso di evento sismico.

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

13.2.3 Elementi dissipativi

Si riportano ora le verifiche degli elementi dissipativi in carpenteria metallica che controventano la struttura per tutta l'altezza del fusto e di tutti gli elementi che la costituiscono. Questi elementi sono costituiti da profili metallici, da piastre saldate e bullonate e sono collegate alla struttura circostante tramite inghisaggi e barre filettate passanti.

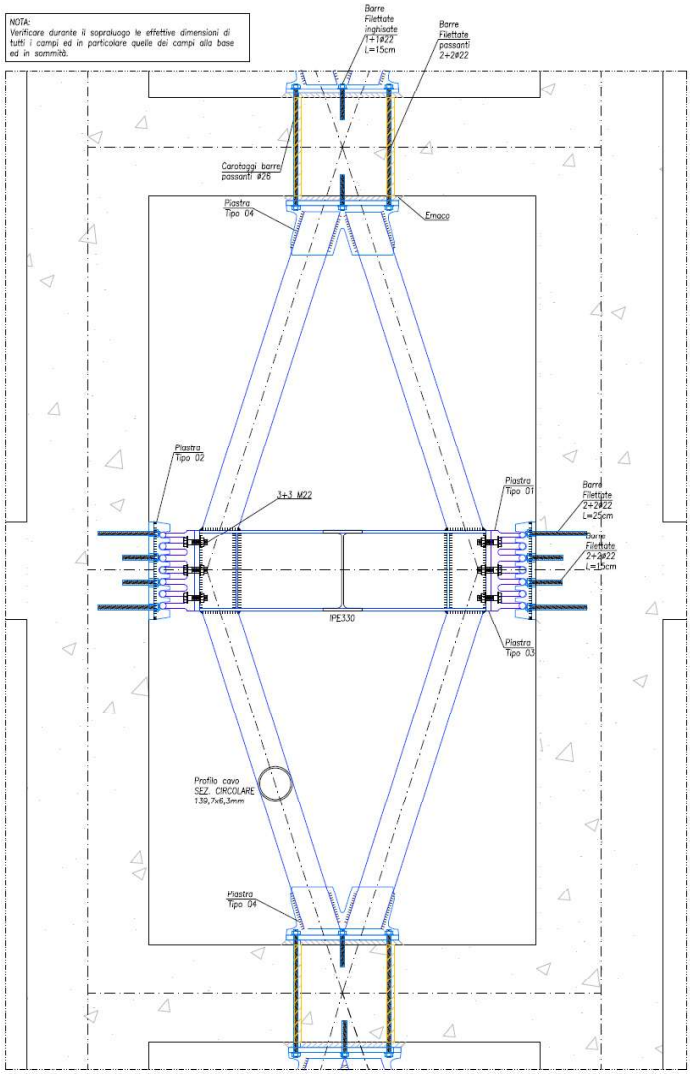


Figura 89 – sistema dissipativo

13.2.3.1 Controventi metallici

La struttura controventante è costituita da un traverso IPE330 e da quattro diagonali a sezione circolare 139,7x6,3mm. Questi elementi sono saldati tra di loro per fornire un'adeguata rigidezza alla struttura ed allo stesso tempo permettere agli ADAS il loro funzionamento ottimale.

Per questi elementi si riportano gli inviluppi delle sollecitazioni ottenuti dall'analisi:

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

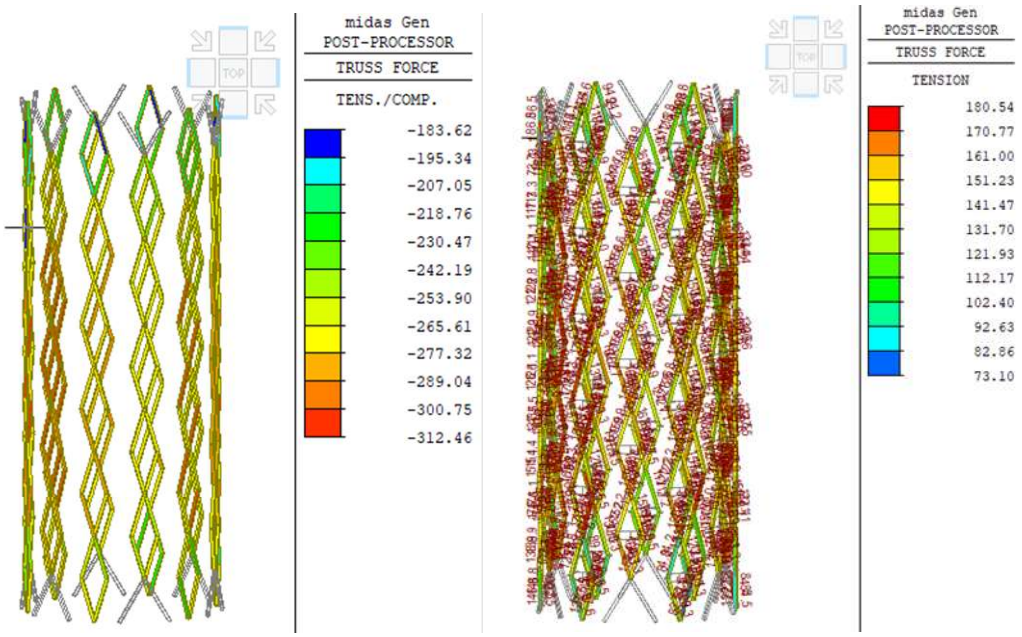


Figura 90 – inviluppo trazione/compressione diagonali

Si riportano le verifiche dei traversi metallici:

MATERIALE			**S275**
f_{yk}	275	MPa	tensione di snervamento
ε	0,92		
E	210000	MPa	modulo elastico
G	80769	MPa	modulo di taglio
v	0,3		modulo di Poisson

CARATTERISTICHE SEZIONE

d	139,7	mm	diametro esterno
t	6,3	mm	spessore tubo

CARATTERISTICHE SEZIONE

d	139,7	mm	diametro esterno
t	6,3	mm	spessore tubo

VALIDO PER SEZIONI CIRCOLARI CAVE

A	26,4	cm^2	area sezione
A_v^x	16,8	cm^2	area resistente a taglio per carichi in direzione x
A_v^y	16,8	cm^2	area resistente a taglio per carichi in direzione y
Wx	84	cm^3	modulo di resistenza x-x
Wy	84	cm^3	modulo di resistenza y-y
Wtors	176	cm^3	modulo di resistenza torsionale
Jx	589	cm^4	momento d'inerzia x-x
Jy	589	cm^4	momento d'inerzia y-y
Jt	1175	cm^4	momento d'inerzia torsionale
ρ_x	4,72	cm	raggio d'inerzia x-x
ρ_x	4,72	cm	raggio d'inerzia y-y

SOLLECITAZIONI

N_{Ed}	-312	kN	sforzo normale sollecitante
M_{Ed}^x	0	kNm	momento sollecitante x-x
M_{Ed}^y	0	kNm	momento sollecitante y-y
V_{Ed}^x	0	kN	taglio sollecitante x-x (nel piano dell'anima)
V_{Ed}^y	0	kN	taglio sollecitante y-y (nel piano delle ali)
M_{Ed}^{tors}	0	kNm	momento torsionale

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

VERIFICA TENSIONALE ELASTICA

$\sigma_{x,N}$	-118	MPa	tensione per sforzo normale
$\sigma_{x,Mx}$	0	MPa	tensione per momento sollecitante x-x
$\sigma_{x,My}$	0	MPa	tensione per momento sollecitante y-y
t_x	0	MPa	tensione tangenziale per taglio in direzione x
t_y	0	MPa	tensione tangenziale per taglio in direzione y
t_{tors}	0	MPa	tensione tangenziale per taglio in direzione y

Verifica nel punto 1 (N; Mx; Vy)

$\sigma_{V.M.}$ 118 MPa ***verifica soddisfatta***

Verifica nel punto 2 (N; My; Vx)

$\sigma_{V.M.}$ 118 MPa ***verifica soddisfatta***

0,45 ***verifica soddisfatta***

VERIFICA A SFORZO NORMALE

$N_{c,Rd}$ 691 kN sforzo normale resistente

0,45 ***verifica soddisfatta***

VERIFICA A FLESSIONE DEVIATA

C	1		coeff plastico/elastico
$M_{c,Rd}^{x}$	22	kNm	momento resistente x-x
$M_{c,Rd}^{y}$	22	kNm	momento resistente y-y

0,00 ***verifica soddisfatta***

VERIFICA A TAGLIO

$V_{c,Rd}^{x}$ 254 kN taglio resistente x-x

0,00 ***verifica soddisfatta***

VERIFICA DI STABILITA' DELLE ASTE INFLESSE E COMPRESSE

l	1,4	m	lunghezza dell'asta
β	1		coefficiente di vincolo
l_0	1400	mm	lunghezza di inflessione
N_{cr}	6224	kN	carico critico elastico
α	0,49		fattore di imperfezione
~~λ~~	0,342		coefficiente di snellezza adimensionale
λ_x	30	**ok**	snellezza risp x-x < 200
λ_y	30	**ok**	snellezza risp y-y < 200
Φ	0,593		
χ	0,928		
γ_{M1}	1,05		coefficiente di sicurezza per la stabilità
$N_{b,Rd}$	642	kN	resistenza all'instabilità dell'asta compressa
$N_{cr,x}$	6224	kN	carico critico elastico risp all'inflessione intorno all'asse x
$N_{cr,y}$	6224	kN	carico critico elastico risp all'inflessione intorno all'asse y
$M_{x,Rd}$	21	kNm	momento resistente x-x ridotto per instabilità
$M_{y,Rd}$	21	kNm	momento resistente y-y ridotto per instabilità

0,49 ***verifica soddisfatta***

Verifica tensionale instabilità aste inflesse e compresse

$\sigma_{x,N}$	-127	MPa	tensione per sforzo normale
$\sigma_{x,Mx}$	0	MPa	tensione per momento sollecitante x-x
$\sigma_{x,My}$	0	MPa	tensione per momento sollecitante y-y

Verifica nel punto 1 (N; Mx; Vy)

$\sigma_{V.M.}$ 127 MPa ***verifica soddisfatta***

Verifica nel punto 2 (N; My; Vx)

$\sigma_{V.M.}$ 127 MPa ***verifica soddisfatta***

0,49 ***verifica soddisfatta***

Le verifiche risultano soddisfatte.

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

Le sollecitazioni agenti sui traversi sono invece:

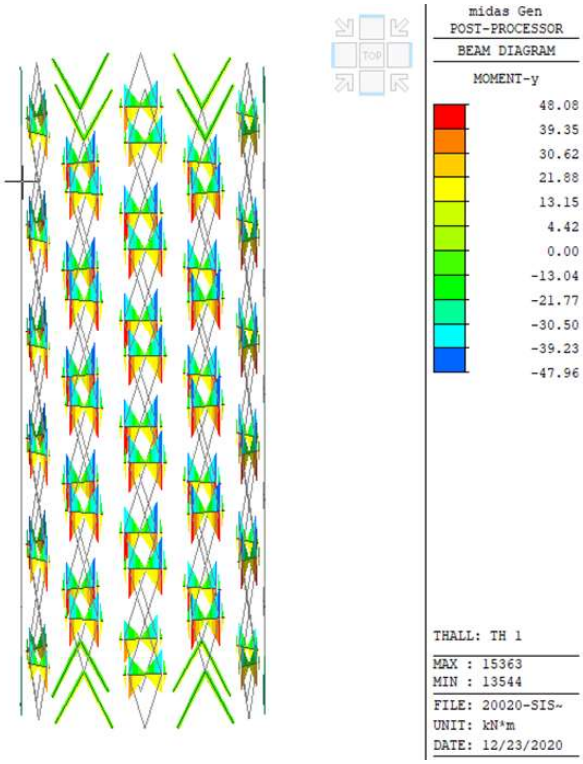


Figura 91 – inviluppo momento su traversi

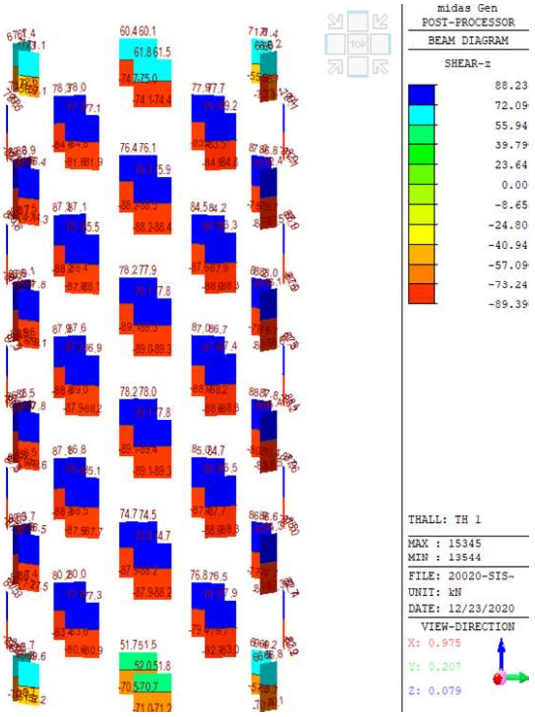


Figura 92 – inviluppo taglio su traversi

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

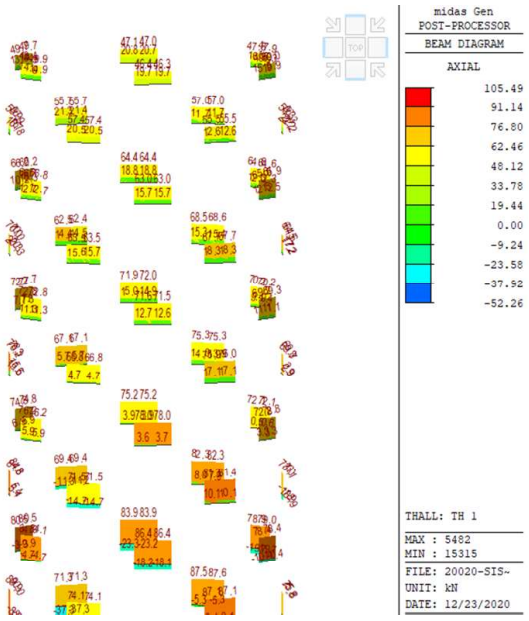


Figura 93 – inviluppo N su traversi

Si riportano le verifiche dei traversi nel caso più critico (considerando le sollecitazioni maggiori agenti contemporaneamente):

MATERIALE

f_{yk}	275	MPa	tensione di snervamento
ε	0,92		
E	210000	MPa	modulo elastico
G	80769	MPa	modulo di taglio
v	0,3		modulo di Poisson

CARATTERISTICHE SEZIONE

	IPE 330		profilo standard
h	330	mm	altezza sezione
s_a	7,5	mm	spessore anima
b_1	160	mm	larghezza piattabanda superiore
e_1	11,5	mm	spessore piattabanda superiore
b_2	160	mm	larghezza piattabanda inferiore
e_2	11,5	mm	spessore piattabanda inferiore
r	18	mm	raggio di raccordo anima-ala

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE TRASVERSALE

classificazione dell'anima

parte soggetta a flessione

c_w/t_w 36,13 **1 Classe**

parte soggetta a compressione

c_w/t_w 36,13 **3 Classe**

classificazione delle piattabande

parte soggetta a compressione

c_f/t_f 5,07 **1 Classe**

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

VALIDO PER SEZIONI SIMMETRICHE

A	59,8	cm^2	area sezione
A_v^x	28,0	cm^2	area resistente a taglio per carichi nel piano dell'anima
A_v^y	36,8	cm^2	area resistente a taglio per carichi nel piano delle ali
Wx	704	cm^3	modulo di resistenza x-x
Wy	101	cm^3	modulo di resistenza y-y
Jx	11145	cm^4	momento d'inerzia x-x
Jy	786	cm^4	momento d'inerzia y-y
Jt	21	cm^4	momento d'inerzia torsionale
Jω	2,14E+05	cm^6	momento di inerzia settoriale
ρ_x	13,65	cm	raggio d'inerzia x-x
ρ_x	3,63	cm	raggio d'inerzia y-y

SOLLECITAZIONI

N_{Ed}	**106**	kN	sforzo normale sollecitante
M_{Ed}^x	**48**	kNm	momento sollecitante x-x
M_{Ed}^y		kNm	momento sollecitante y-y
M_t	**0**	kNm	momento sollecitante z-z (torcente)
V_{Ed}^x	**89,4**	kN	taglio sollecitante x-x (nel piano dell'anima)
V_{Ed}^y	**0**	kN	taglio sollecitante y-y (nel piano delle ali)

VERIFICA TENSIONALE ELASTICA

$\sigma_{x,N}$	18	MPa	tensione per sforzo normale
$\sigma_{x,Mx}$	68	MPa	tensione per momento sollecitante x-x
$\sigma_{x,My}$	0	MPa	tensione per momento sollecitante y-y
$t_{t,Ed - Anima}$	0	MPa	tensione tangenziale per Mt variabile linearmente nello sp. dell'anima
$t_{t,Ed - Piattal}$	0	MPa	tensione tangenziale per Mt variabile linearmente nello sp. delle ali
t_x	32	MPa	tensione tangenziale per taglio nel piano dell'anima
t_y	0	MPa	tensione tangenziale per taglio nel piano delle ali
g_{Mo}	**1,05**		coeff. di sicurezza [tab. 4.2.V]

Verifica nel punto 1 (N; Mx; Vx; Vy)

$\sigma_{V.M.}$ 102 MPa ***verifica soddisfatta***

Verifica nel punto 2 (N; Mx; My; Vy)

$\sigma_{V.M.}$ 86 MPa ***verifica soddisfatta***

0,39 ***verifica soddisfatta***

VERIFICA A SFORZO NORMALE

$N_{c,Rd}$ 1567 kN sforzo normale resistente

0,07 ***verifica soddisfatta***

VERIFICA A FLESSIONE DEVIATA

C	**1**		coeff plastico/elastico
$M_{c,Rd}^x$	184	kNm	momento resistente x-x
$M_{c,Rd}^y$	26	kNm	momento resistente y-y

0,26 ***verifica soddisfatta***

VERIFICA A TAGLIO

h_w / t 40,9 *Verifica instabilità dell'anima NON necessaria*

$V_{c,Rd}^x$ 424 kN taglio resistente x-x (nel piano dell'anima)

0,21 ***verifica soddisfatta***

Verifica flessione(x-x)-taglio NON necessaria

$V_{c,Rd}^y$ 556 kN taglio resistente y-y (nel piano delle ali)

0,00 ***verifica soddisfatta***

Verifica flessione(y-y)-taglio NON necessaria

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

VERIFICA A PRESSO FLESSIONE DEVIATA

n	0,07		
a	0,38		
$M_{N,x,Rd}$	184	kN	momento resistente x-x ridotto dallo sforzo normale
$M_{N,y,Rd}$	26	kN	momento resistente y-y ridotto dallo sforzo normale
0,26	***verifica soddisfatta***		

VERIFICA A FLESSIONE, TAGLIO E SFORZO NORMALE

$M_{V\text{-}N,x,Rd}$	184	kNm	momento resistente x-x ridotto da taglio e sforzo normale
$M_{V\text{-}N,y,Rd}$	26	kN	momento resistente y-y ridotto da taglio e sforzo normale
0,26	***verifica soddisfatta***		

VERIFICA DI STABILITA' DELLE ASTE INFLESSE E COMPRESSE

instabilità a pressoflessione

l	3	m	lunghezza dell'asta
β_x	1		coefficiente di vincolo per flessione attorno all'asse x
β_y	1		coefficiente di vincolo per flessione attorno all'asse y
l_{0x}	3000	mm	lunghezza libera di inflessione attorno all'asse x
l_{0y}	3000	mm	lunghezza libera di inflessione attorno all'asse y
$N_{cr,x}$	25666	kN	carico critico elastico risp all'inflessione intorno all'asse x
$N_{cr,y}$	1810	kN	carico critico elastico risp all'inflessione intorno all'asse y
α_x	0,21		fattore di imperfezione per flessione attorno all'asse x
α_y	0,34		fattore di imperfezione per flessione attorno all'asse y
$\bar{\lambda}_{(x)}$	0,253		coefficiente di snellezza adimensionale (x)
$\bar{\lambda}_{(y)}$	0,953		coefficiente di snellezza adimensionale (y)
λ_x	22	**ok**	snellezza risp x-x < 200
λ_y	83	**ok**	snellezza risp y-y < 200
Φ_x	0,538		
Φ_y	1,082		
χ_x	0,988		
χ_y	0,627		
χ_{min}	0,627		
γ_{M1}	**1,05**		coefficiente di sicurezza per la stabilità
$N_{b,Rd}$	982	kN	resistenza all'instabilità dell'asta compressa
$M_{x,Rd}$	184	kNm	momento resistente x-x ridotto per instabilità
$M_{y,Rd}$	25	kNm	momento resistente y-y ridotto per instabilità
0,37	***verifica soddisfatta***		

Verifica tensionale instabilità aste inflesse e compresse

$\sigma_{x,N}$	28	MPa	tensione per sforzo normale
$\sigma_{x,Mx}$	68	MPa	tensione per momento sollecitante x-x
$\sigma_{x,My}$	0	MPa	tensione per momento sollecitante y-y
	Verifica nel punto 1 (N; Mx; Vx; Vy)		
$\sigma_{V.M.}$	111	MPa	***verifica soddisfatta***
	Verifica nel punto 2 (N; Mx; My; Vy)		
$\sigma_{V.M.}$	97	MPa	***verifica soddisfatta***
0,42	***verifica soddisfatta***		

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

VERIFICA DI STABILITA' FLESSO-TORSIONALE (SVERGOLAMENTO)

L_{cr}	3	m	lunghezza libera d'inflessione laterale
β	1		coefficiente di vincolo
l_0	3000	mm	lunghezza di inflessione
β	0,75		≥ 0.75
$\lambda_{LT,0}$	0,2		≤ 0.4
ψ	1		
M_{cr}	345	kNm	momento critico elastico di instabilità torsionale
λ_{LT}	0,749		coefficiente di snellezza adimensionale
Tipo sez.		laminata	
h/b	2,1		
α_{LT}	0,49		fattore di imperfezione
k_c	0,94		fattore correttivo
f	0,970		fattore per la reale distribuzione del momento
Φ_{LT}	0,845		
χ_{LT}	0,744	≤1,0	fattore di riduzione per instabilità flesso-torsionale
γ_{M1}	**1,05**		coefficiente di sicurezza per la stabilità

0,46 ***verifica soddisfatta***

Verifica tensionale svergolamento

$\sigma_{x,N}$	28	MPa	tensione per sforzo normale
$\sigma_{x,Mx}$	92	MPa	tensione per momento sollecitante x-x
$\sigma_{x,My}$	0	MPa	tensione per momento sollecitante y-y

Verifica nel punto 1 (N; Mx; Vx; Vy)

$\sigma_{V.M.}$ 132 MPa ***verifica soddisfatta***

Verifica nel punto 2 (N; Mx; My; Vy)

$\sigma_{V.M.}$ 120 MPa ***verifica soddisfatta***

0,51 ***verifica soddisfatta***

VERIFICA DI STABILITA' DEI PANNELLI SOGGETTI A TAGLIO (IMBOZZAMENTO)

PANNELLI NON IRRIGIDITI

γ_{M1}	**1,05**		coefficiente di sicurezza per la stabilità
η	1,20		
h_w	307	mm	altezza del pannello da verificare (anima)
e	1000	mm	dist. long. tra 2 coppie di piatti simmetrici risp al piano dell'anima
sp. irr	8	mm	spessore piatti di irrigidimento trasv. all'appoggio
Airr	1220	mm^2	area di ciascuna COPPIA di piatti di irrigidimento trasv. all'appoggio

2 → ***Montanti di appoggio RIGIDI***

a	3000	mm	lunghezza del pannello compreso tra due irrigiditori trasv.
k_τ	5,38		coefficiente per l'instabilità a taglio [C4.2..51]
σ_E	113	MPa	tensione critica euleriana
t_{cr}	610	MPa	tensione tangenziale critica
λ_w	0,51		parametro di snellezza
χ_w	1,200		coefficiente che tiene conto dell'instabilità elastica
$V_{bw,Rd}$	418	kN	contributo resistente dell'anima

0,21 ***verifica soddisfatta***

Le verifiche risultano soddisfatte.

Questi elementi sono collegati tra di loro attraverso saldature a cordone d'angolo tra circonferenza dei diagonali e ali della ipe; le saldature hanno un lato pari a 6,3mm ed una lunghezza L pari a 43mm (diametro pari a 139,7mm). La massima trazione/compressione agente sui diagonali viene scomposta nelle due direzioni principali ed aumentata del 15% per ottenere dei risultati più cautelativi:

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

MATERIALE

classe	S275		classe acciaio
ft_k	430	MPa	tensione di rottura dell'elemento più debole collegato
fy_k	275	MPa	tensione di snervamento dell'elemento più debole collegato
E	210.000	MPa	modulo elastico
$\gamma M1$	1,05		coeff. Di sicurezza sui profili
$\gamma M2$	1,25		coeff. Di sicurezza sulla saldatura
β	0,85		
$\beta 1$	0,70		
$\beta 2$	0,75		

CARATTERISTICHE SEZIONE SALDATURA

α	90,0°	angolo fra i piatti
sen (α/2)	0,7071	
cos (a/2)	0,7071	

SALDATURA 1

d	6,3	mm	lato cordone saldatura
a	4,5	mm	altezza di gola
L1	430	mm	lunghezza cordone saldatura
Wx	137281	mm3	modulo di resistenza

SOLLECITAZIONI

N	342	kN	forza di trazione/compressione agente sul piano ortogonale della saldatura
Tx	112	kN	forza di taglio agente in asse sul piano della saldatura
Ty	0	kN	forza di taglio agente ortog. all'asse della saldatura
M	0	kNm	Momento flettente d'incastro

verifica metodo 1

$$[\sigma_{\perp}^{2} + 3(\tau_{\perp}^{2} + \tau_{\parallel}^{2})]^{0,5} \le f_{tk} / (\beta \gamma_{M2}), \qquad (4.2.75)$$

$\sigma \perp$	126	MPa
$\tau \perp$	126	MPa
$\tau \parallel$	58	MPa

quindi 272,0 < 404,7

VERIFICATO

verifica metodo 2

$$F_{w,Rd} = a f_{tk} / \left(\sqrt{3}\beta\gamma_{M2}\right).$$

Fw,Ed	837	kN/m	forza di calcolo che sollecita il cordone d'angolo per unità di lunghezza
Fw,Rd	1.041	kN/m	resistenza di calcolo che sollecita il cordone d'angolo per unità di lunghezza

Fw,Ed/Fw,Rd= 0,80 **VERIFICATO**

verifica metodo 3

$$\sqrt{n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \le \beta_1 \cdot f_{yk} \qquad (4.2.78)$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \le \beta_2 \cdot f_{yk}, \qquad (4.2.79)$$

Sulla sezione ribaltata di gola si hanno le seguenti sollecitazioni

$n \perp$	178,5	MPa
$t \perp$	0,0	MPa
$\tau \parallel$	58,5	MPa

3a - 4.2.78 187,9 < 192,5

VERIFICATO

3b - 4.2.79 178,5 < 206,3

VERIFICATO

La verifica della saldatura tra diagonali e traverso risulta soddisfatta.

La verifica della saldatura tra diagonali e piastra tipo 04 non viene riportata poiché le sollecitazioni risultano le stesse ma le dimensioni sono maggiori (quattro cordono d'angolo di lunghezza 150mm ognuno).

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

13.2.3.2 Piastre metalliche

Ci sono quattro tipi di piastre metalliche collegate all'elemento a "rombo":

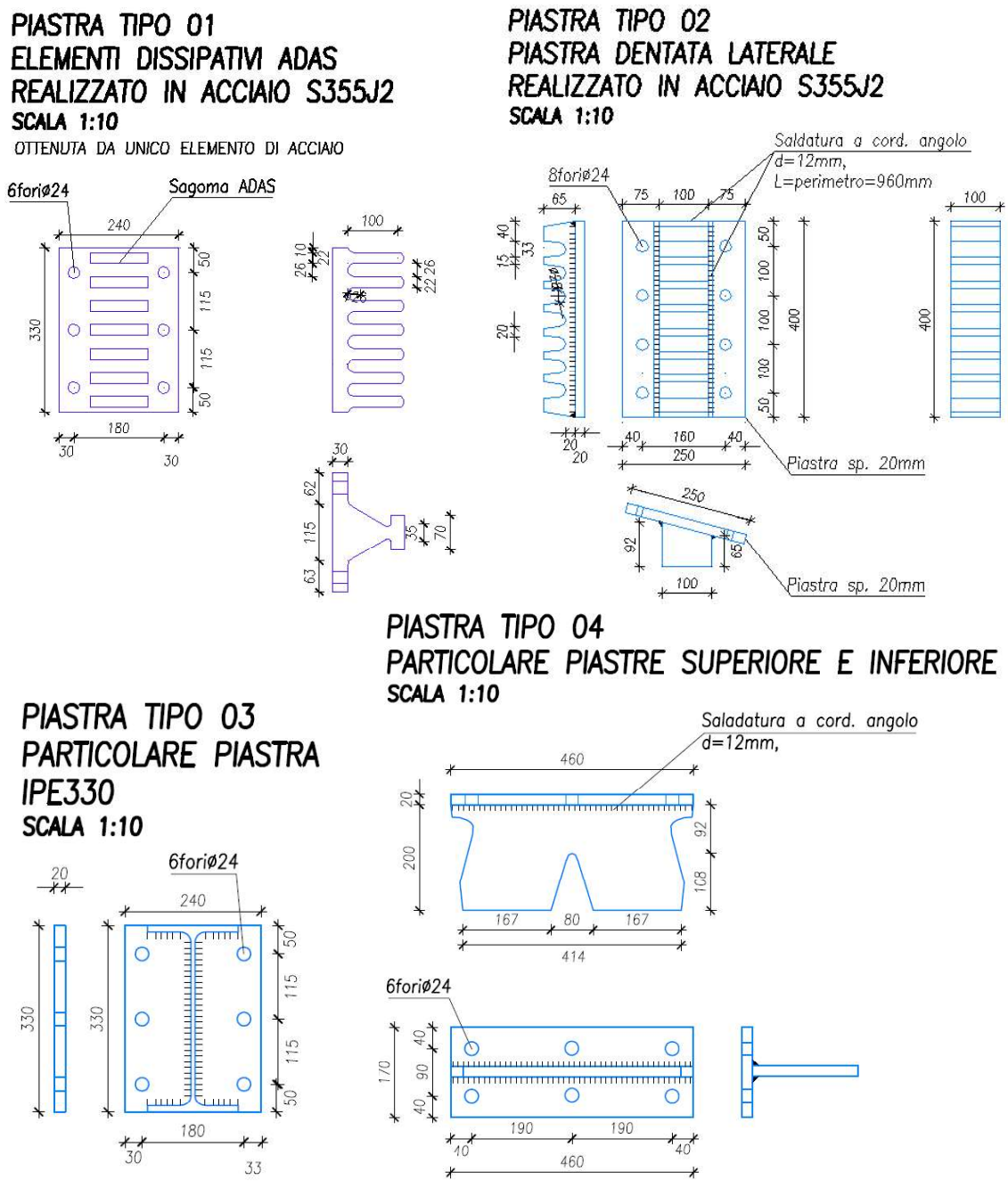


Figura 94 – piastre

13.2.3.2.1 Piastra tipo 01

La piastra tipo 01 viene realizzata da un elemento unico di acciaio tramite lavorazione al tornio; a quest'elemento è affidata la dissipazione delle forze sismiche agenti.

I dispositivi ADAS (Added Damping and Stiffness) sono una classe particolare di elementi dissipativi, dipendenti dallo spostamento, progettati per dissipare energia attraverso lo snervamento a flessione di piastre in acciaio. Questi dispositivi, che possono essere progettare con diverse geometrie, presentano diversi vantaggi tra cui:

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

- Un comportamento isterico stabile;
- Insensibilità agli sbalzi termici;
- Flessibilità nella progettazione;
- Facilità di fabbricazione;
- Possibilità di essere sostituiti successivamente all' evento sismico.

Dal punto di vista fisico, tali dispositivi, sono in grado di deformarsi in modo ottimale in campo inelastico arrivando ad una plasticizzazione uniforme dell'elemento. Questo è garantito dalla nascita di una curvatura flessionale costante quando l'elemento risulta sollecitato con una forza verticale applicata al suo estremo libero. Tali elementi risultano solitamente accoppiati con un sistema di controventi in modo che, alla dissipazione ciclica offerta dall' ADAS, sia affiancata un opportuno irrigidimento della struttura.

Come detto, la configurazione strutturale dei TADAS permette di giungere ad una curvatura uniforme dell'elemento sotto carichi verticali. Assumendo la base della piastra triangolare perfettamente incastrata e considerando trascurabile la deformazione tagliante (ipotesi che risulta coerente quanto più il rapporto tra lunghezza e spessore della piastra è maggiore di 4), la rigidezza elastica può essere valutata come:

$$K_d = \frac{N\,E\,b\,t^3}{6\,h^3}$$

Dove E è il modulo elastico, N è il numero di piastre triangolare collaboranti in parallelo, t è lo spessore della singola piastra, b la larghezza di base e h la sua lunghezza. La forza di snervamento P_y e di plasticizzazione P_u del dispositivo sono:

$$P_y = \frac{F_y\,N\,E\,b\,t^2}{6\,h}$$

Lo spostamento a snervamento Δy risulta:

$$\Delta y = \frac{F_y\,h^2}{E\,t}$$

E definendo la rotazione alla corda, come il rapporto tra lo spostamento verticale e la lunghezza della piastra, si ottiene:

$$\gamma_y = \frac{F_y\,h}{E\,t}$$

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

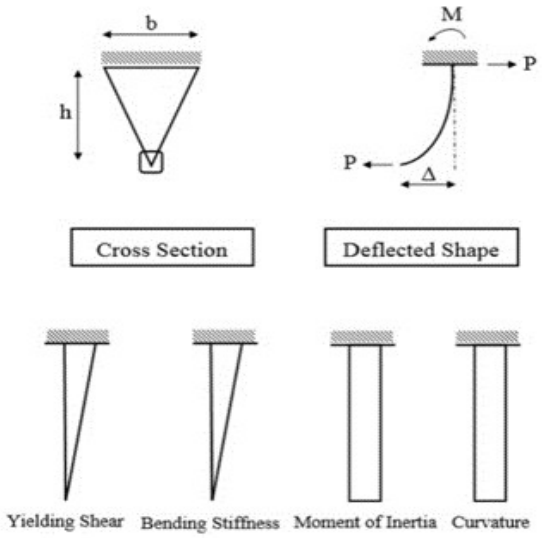


Figura 95 – Schematizzazione teorica del comportamento delle piastre T-ADAS.

La scelta progettuale adottata nel seguente intervento consiste nel posizionamento di una serie di dispositivi T-ADAS, opportunamente dimensionati, all'interno di un frame romboidale costituito da profili in acciaio a formare un campo controventante. Tale elemento, che viene schematizzato in *Figura 8.12*, risulta opportunamente reso solidale alla struttura preesistente, superiormente e inferiormente attraverso la realizzazione di opportuni giunti a cerniera a fissaggio dei diagonali, e lateralmente attraverso la realizzazione di scatole di fissaggio dei dispositivi T-ADAS. Tale scelta progettuale permette di generare un sistema collaborante di facile installazione avente le seguenti funzioni:

- **Riduzione della domanda di duttilità in rotazione**, richiesta ai traversi preesistenti grazie alla presenza dei dispositivi ADAS progettati per giungere a plasticizzazione omogenea lungo tutto l'elemento;

- **Irrigidimento della struttura**, offerta dal sistema controventante che risulta progettato per rimanere in campo elastico durante l'intero evento sismico.

Tali dispositivi vengono progettati aventi le seguenti caratteristiche:

Singola Piastra			Totale		
K_e	40.82	kN/mm	K_e	285.72	kN/mm
K_p	1.22	kN/mm	K_p	8.57	kN/mm
P_y	31.36	kN	P_y	219.55	kN
P_u	47.05	kN	P_u	329.32	kN
d_y	0.768	Mm	d_y	0.768	mm
d_u	13.575	mm	d_u	13.575	mm
$K_{rot,e}$	371066.67	kNmm/mm	$K_{rot,e}$	2597466.67	kNmm/mm
$K_{rot,p}$	11132.00	kNmm/mm	$K_{rot,p}$	77924.00	kNmm/mm
M_y	3.14	kNm	M_y	21.95	kNm
M_u	4.70	kNm	M_u	32.93	kNm
rot_y	0.0085	rad	rot_y	0.0085	rad
rot_u	0.1493	rad	rot_u	0.1493	rad

Figura 96 – Caratteristiche adas

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

Si è realizzato un modello tridimensionale sfruttando elementi bricks con funzioni di forma quadratiche attraverso il software commerciale Abaqus. L'analisi viene eseguita in modo statico equivalente attraverso l'applicazione di uno spostamento imposto, progressivamente crescente, all'estremo libero della piastra. Tale tipo di modellazione permette, dunque, di analizzare la distribuzione dello stato tensionale all'interno della piastra e di determinare la legge carico-spostamento o, equivalentemente, momento-rotazione descritta dalle piastre. Per l'acciaio, coerentemente con le caratteristiche di progetto, viene assunto un comportamento di tipo incrudente cinematico mentre, per tenere conto del comportamento ciclico a cui esso risulta soggetto durante un evento sismico, si considera una deformazione ultima raggiungibile pari a metà di quelle ottenibile in prova di carico uniassiale (21%).

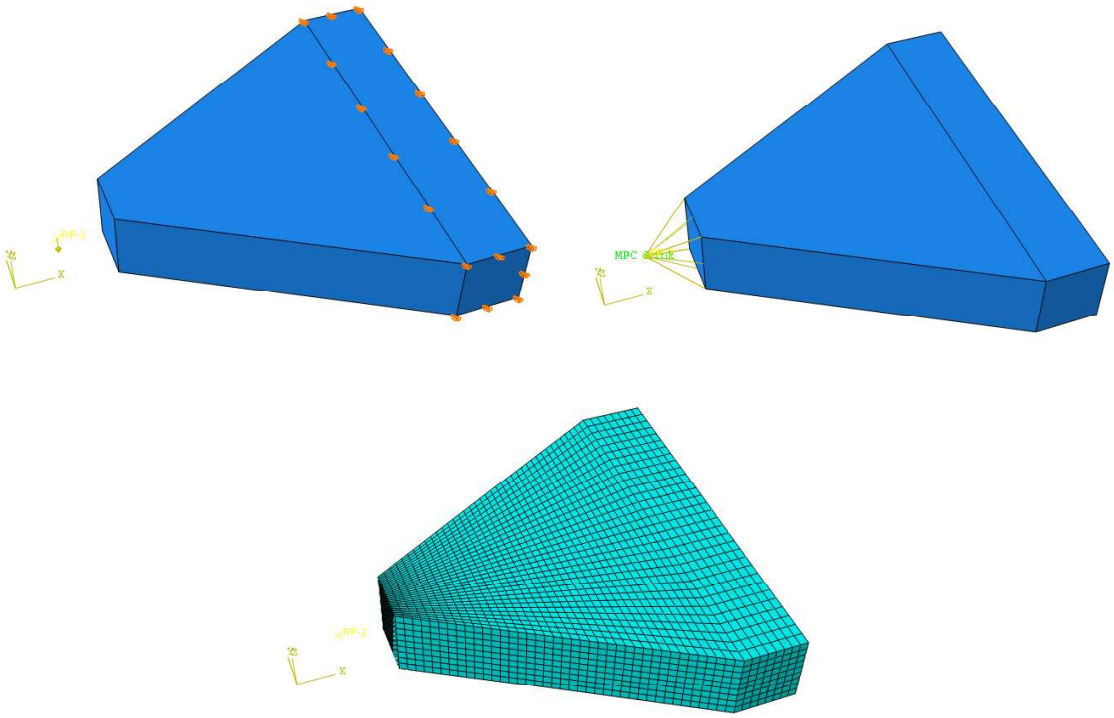
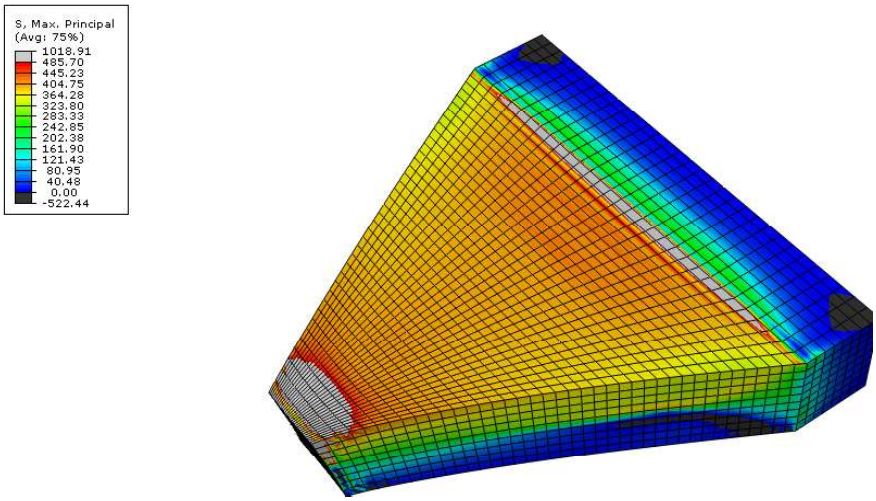


Figura 97 – modello fem adas



TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

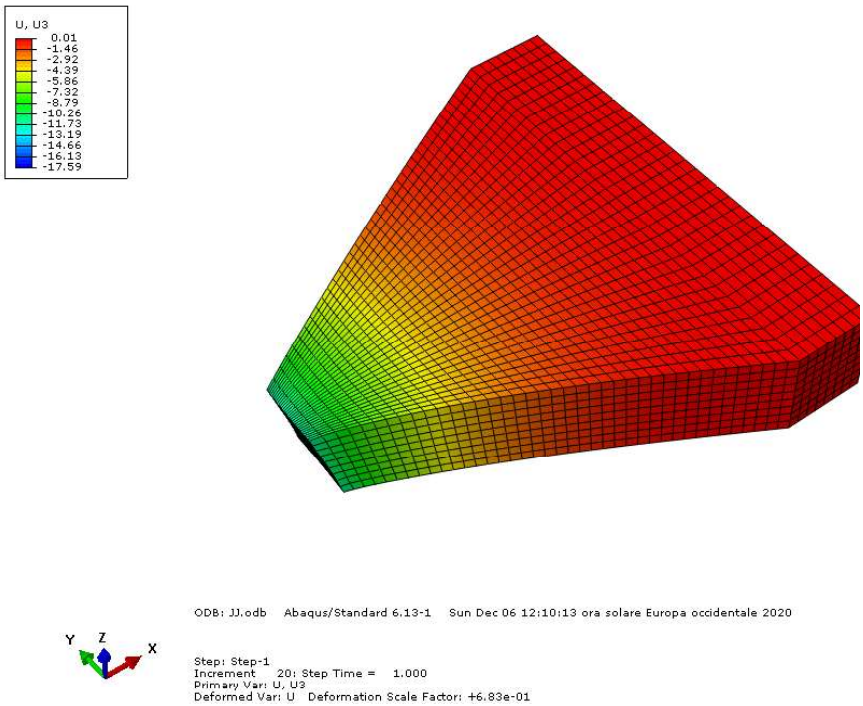


Figura 98 – Risultati ottenuti in termini tensioni principali massime e spostamenti dal modello in Abaqus.

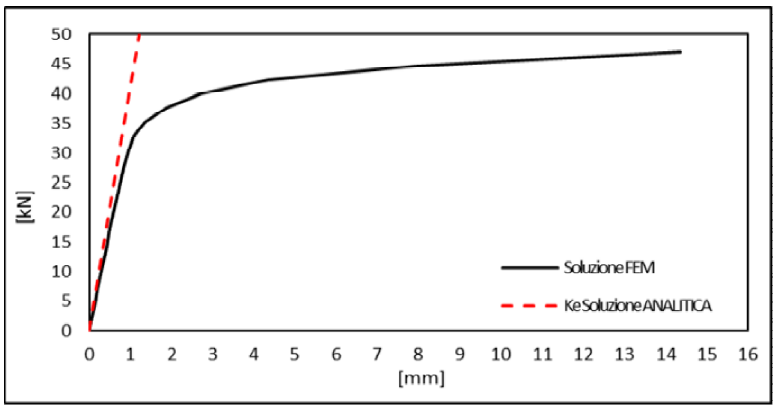


Figura 99 – Legge Carico-Spostamento ottenuta dalla modellazione in Abaqus.

Dai risultati ottenuti si osserva come la geometria del dispositivo permette di raggiungere un comportamento flessionale caratterizzato da una curvatura costante e, al di fuori delle regioni di estinzione, da un'uniforme plasticizzazione dell'elemento.

I meccanismi duttili della struttura, costituiti dalla plasticizzazione a flessione e traversi in c.a. e dei dispositivi T-ADAS, devono essere verificati in duttilità rispetto allo Stato Limite di Collasso (SLC). La duttilità di domanda viene ricavata dall' analisi time history svolta considerando il più gravoso tra le 3 famiglie di accelerogrammi analizzate. Si riportano, in termini di domanda in duttilità di sezione (curvatura) e di elemento (rotazione), i risultati prodotti dall' analisi per quanto concerne i traversi in c.a. e i dispositivi T-ADAS.

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

Come si osserva all'SLC gli adas risultano soggetti a rotazione massime ampliamente minori della rotazione ultima dell'elemento (rotu=0.149 rad).

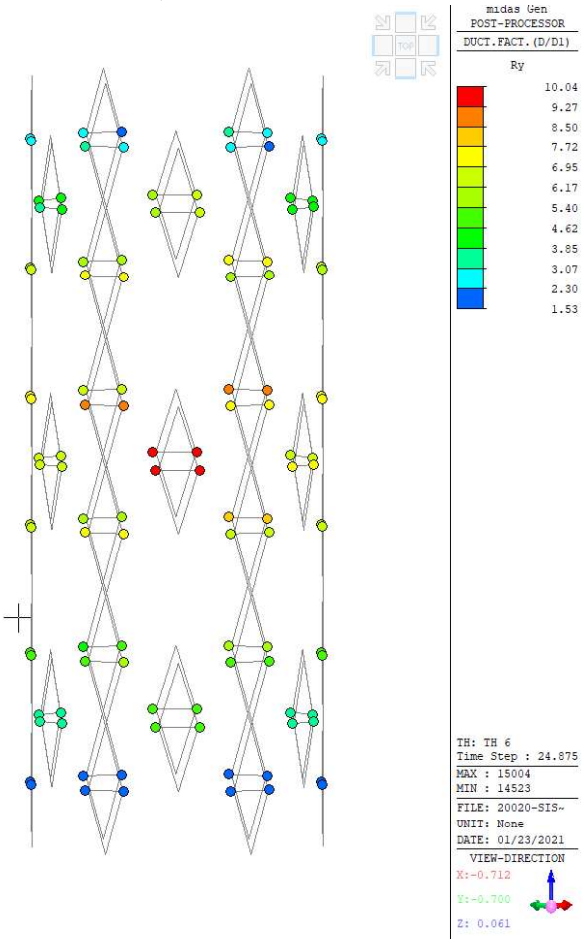


Figura 100 – Duttilità di domanda di elemento all'SLC dei dispositivi T-ADAS per l'analisi time history più gravosa

Per quanto concerne i dispositivi T-ADAS, analogamente, si verifica che la rotazione di domanda all' SLC sul dispositivo maggiormente impegnato sia minore della rotazione ultima dell'elemento.

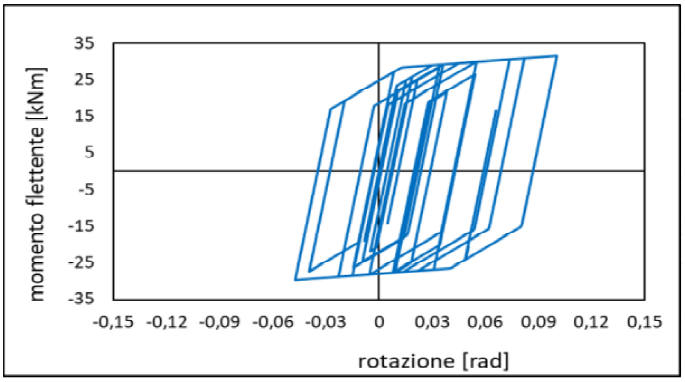


Figura 101 – Comportamento isteretico del dispositivo T-ADAS più sollecitato all' SLC.

$$\theta_c = 0.149\ rad > \theta_u = 0.069\ rad$$

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

La verifica in domanda di rotazione all' SLC sul dispositivo T-ADAS maggiormente sollecitato risulta, pertanto, verificata.

Si riporta ora la verifica della bullonatura.

Questa piastra è bullonata alla piastra tipo 03 tramite 3+3M22 classe 10.9 per garantire una connessione tra elementi dissipativi e traverso.

Si riportano ora le verifiche dei bulloni in capacità rispetto la resistenza a rottura degli adas.

Tali bulloni saranno sollecitati a taglio e flessione generata dal taglio per la distanza adas-bullone:

$$T_{ed,tot}= 47,05kN * 7adas= 329,35 kN$$
$$M_{ed,tot}= 47,05kN * 7adas * 0,144m= 47,5 kNm$$

Bulloni Cl.	10,9		classe di resistenza bulloni (vedi par 11.3.4.6 TU 2008)	
γ_{M2}	1,25		coefficiente di sicurezza	
$f_{d,N}$	720	MPa	tensione di progetto a trazione	
$f_{d,V}$	400	MPa	tensione di progetto a taglio	
$F_{t,Rd}$	218	kN	resistenza a trazione	**64** kN
$F_{v,Rd}$	121	kN	resistenza a taglio	
d	22	mm	diametro bullone	12 mm
A_{res}	303	mm^2	area resistente bullone	88,2 mm^2
J	11499	mm^4	inerzia del singolo bullone	

Sollecitazioni di Calcolo:

N =	0 kN	=	0,0E+00 N	sforzo normale (negativo se di c
Mx =	48 kNm	=	4,8E+07 Nmm	momento rispetto asse orizzon
Ty =	329 kN	=	3,3E+05 N	taglio nel piano dell'anima
My =	0 kNm	=	0,0E+00 Nmm	momento rispetto asse verticale
Tx =	0 kN	=	0,0E+00 N	taglio nel piano delle ali
Tors =	0 kNm	=	0,0E+00 Nmm	torsione

						flessione risp asse x		flessione risp asse y		torsione		flex x	flex y	sf norm.	assiale	torsione (kN)			taglio (kN)		taglio+tors		
Bullone	A (mm^2)	Xi (mm)	Yi (mm)	α (rad)	d_{gi} (mm)	Ja (mm^4)	W (mm^3)	Ja (mm^4)	W (mm^3)	Ja (mm^2)	W (mm)	σ_M (MPa)	σ_M (MPa)	σ_N (MPa)	$F_{t,Ed}$ (kN)	$F_{Mt,Ed}$	x	y	taglio y	taglio x	$F_{v,Ed}$ (kN)	Verifica 1	Verifica 2
1	303	90	115	0,66	146	4018674	139985	2465799	164387	21325	695	339	0	0	103	0	0	0	55	0	55	0,79 ok	0,47 ok
2	303	90	-115	2,48	146	4018674	-139985	2465799	164387	21325	695	-339	0	0	-103	0	0	0	55	0	55	0,45 ok	0,00 ok
3	303	-90	115	5,62	146	4018674	139985	2465799	-164387	21325	695	339	0	0	103	0	0	0	55	0	55	0,79 ok	0,47 ok
4	303	-90	-115	3,81	146	4018674	-139985	2465799	-164387	21325	695	-339	0	0	-103	0	0	0	55	0	55	0,45 ok	0,00 ok
5	303	90	1,0	1,56	90	11802	16098300	2465799	164387	8101	1128	3	0	0	1	0	0	0	55	0	55	0,46 ok	0,00 ok
6	303	-90	1,0	4,72	90	11802	16098300	2465799	-164387	8101	1128	3	0	0	1	0	0	0	55	0	55	0,46 ok	0,00 ok

La verifica è soddisfatta.

13.2.3.2.2 Piastra tipo 02

La piastra tipo 02 viene realizzata da due elementi di acciaio saldati tra loro. La piastra viene poi vincolata ai pilastri in c.a. tramite inghisaggi. Questo elemento ha il compito di collegarsi, tramite la parte a "pettine", alla piastra tipo 01 così da creare il sistema di dissipazione.

L'elemento dentato viene verificato in capacità rispetto le sollecitazioni ultime trasmissibili dagli adas.

Le caratteristiche dei denti del pettino sono:

A_{dente} = 20mm x 100mm
Acciaio S355
f_{yd} = 355Mpa/1,05338 Mpa

le sollecitazioni agenti su ogni dente sono:

$$M_{ed}= 47,05kN * 0,035m= 1,65 kNm$$

Il momento resistente del singolo dente è:

$$M_{Rd}= W*f_{yd} = ((100*20^2)/6)*338 = 2,25 kNm$$

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

La verifica è soddisfatta.

La saldatura tra i due elementi della pistra viene eseguita tramite cordone d'angolo:
d = 12mm
L = 400mm per due cordoni = 800mm
T_{ed} = 329,35 kN
M_{ed} = 21,5 kNm
Acciaio S355

MATERIALE

classe	S355		classe acciaio
ft_k	510	MPa	tensione di rottura dell'elemento più debole collegato
fy_k	355	MPa	tensione di snervamento dell'elemento più debole collegato
E	210.000	MPa	modulo elastico
$\gamma M1$	1,05		coeff. Di sicurezza sui profili
$\gamma M2$	1,25		coeff. Di sicurezza sulla saldatura
β	0,90		
$\beta 1$	0,70		
$\beta 2$	0,75		

CARATTERISTICHE SEZIONE SALDATURA

α	90,0°		angolo fra i piatti
sen (α/2)	0,7071		
cos (a/2)	0,7071		

SALDATURA 1

d	12	mm	lato cordone saldatura
a	8,5	mm	altezza di gola
L1	800	mm	lunghezza cordone saldatura
Wx	905097	mm3	modulo di resistenza

SOLLECITAZIONI

N	0	kN	forza di trazione/compressione agente sul piano ortogonale della saldatura
Tx	329	kN	forza di taglio agente in asse sul piano della saldatura
Ty	0	kN	forza di taglio agente ortog. all'asse della saldatura
M	21,5	kNm	Momento flettente d'incastro

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

verifica metodo 1

$$[\sigma_{\perp}^{2} + 3(\tau_{\perp}^{2} + \tau_{\parallel}^{2})]^{0,5} \le f_{tk} / (\beta \gamma_{M2}), \qquad (4.2.75)$$

$\sigma_{\perp}$	24	MPa
$\tau_{\perp}$	0	MPa
$\tau_{\parallel}$	48	MPa

quindi 87,2 < 453,3
VERIFICATO

verifica metodo 2

$$F_{w,Rd} = a f_{tk} / \left(\sqrt{3}\beta\gamma_{M2}\right).$$

Fw,Ed	411	kN/m	forza di calcolo che sollecita il cordone d'angolo per unità di lunghezza
Fw,Rd	2.221	kN/m	resistenza di calcolo che sollecita il cordone d'angolo per unità di lunghezza

Fw,Ed/Fw,Rd= 0,19 **VERIFICATO**

verifica metodo 3

$$\sqrt{n_{\perp}^{2} + t_{\perp}^{2} + \tau_{\parallel}^{2}} \le \beta_1 \cdot f_{yk} \qquad (4.2.78)$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \le \beta_2 \cdot f_{yk}, \qquad (4.2.79)$$

Sulla sezione ribaltata di gola si hanno le seguenti sollecitazioni

$n_{\perp}$	23,8	MPa
$t_{\perp}$	0,0	MPa
$\tau_{\parallel}$	48,5	MPa

3a - 4.2.78 54,0 < 248,5
VERIFICATO

3b - 4.2.79 23,8 < 266,3
VERIFICATO

La verifica della saldatura risulta soddisfatta.

Si riporta ora la verifica degli **inghisaggi** secondo **l'effetto spinotto.**
Il taglio agente è pari a 329,35 kN;

Diametro barre = 22mm
Numero barre = 4+4
Classe = 8.8

$$V_{rd} = 1{,}3 * A_s * (f_{yd} * f_{cd})^{1/2} = 1{,}3 * A_{s8\varphi22} * (18{,}6 * 320)^{1/2} = 305 \text{ kN}$$

$$V_{rd} > V_{ed}$$

La verifica risulta soddisfatta.

Per la piasta viene riportata la verifica a **rifollamento**. Questo caso è il più gravoso per spessori considerati e forze agenti (per le altre piastre tale verifiche non viene riportata poichè meno gravosa).

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

La resistenza di progetto a rifollamento $F_{b,Rd}$ del piatto dell'unione, bullonata o chiodata, può essere assunta pari a

$$F_{b,Rd} = k\,\alpha\,f_{tk}\,d\,t\,/\,\gamma_{M2}, \qquad [4.2.67]$$

dove:

d è il diametro nominale del gambo del bullone,

t è lo spessore della piastra collegata,

f_{tk} è la resistenza caratteristica a rottura del materiale della piastra collegata,

α=min $\{e_1/(3\,d_0)\,;\,f_{tbk}/f_{tk};\,1\}$ per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato,

α=min $\{p_1/(3\,d_0)-0{,}25\,;\,f_{tbk}/f_{tk}\,;\,1\}$ per bulloni interni nella direzione del carico applicato,

k=min $\{2{,}8\,e_2/d_0-1{,}7\,;\,2{,}5\}$ per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato,

k=min $\{1{,}4\,p_2/d_0-1{,}7\,,\,2{,}5\}$ per bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico applicato,

essendo e_1 , e_2 , p_1 e p_2 indicati in Fig. 4.2.5 e d_0 il diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone.

$$F_{b,Rd} = 1*0{,}76*510*22*12/1{,}25 = 81{,}8\ kN$$

Su ogni foro agisce una forza di taglio pari a:

$$V_{ed,foro} = 329{,}35/8 = 41{,}1\ kN < 81{,}8\ kN$$

La verifica risulta soddisfatta.

13.2.3.2.3 Piastra tipo 03

La piastra tipo 03 funge da collegamento tra sistema di controvento a "rombo" e elementi dissipativi adas; è vincolata al traverso IPE330 tramite saldature a cordone d'angolo e alla piastra tipo 01 tramite 6 M22 classe 10,9.

La saldatura e la bullonatura sono progettate in capacità rispetto alle massime sollecitazioni resistenti della piastra tipo01.

Per quanto riguarda la bullonatura le azioni utilizzate sono:

V_{ed} = 329,35 kN

Med = 329,35 * 0,15m = 49,40 kNm

I bulloni utilizzati sono 6M22 classe 10,9. Di seguito si riportano le verifiche eseguite:

Bulloni Cl.	10,9		classe di resistenza bulloni (vedi par 11.3.4.6 TU 2018)
γ_{M2}	1,25		coefficiente di sicurezza
$f_{d,N}$	720	MPa	tensione di progetto a trazione
$f_{d,V}$	400	MPa	tensione di progetto a taglio
$F_{t,Rd}$	218	kN	resistenza a trazione
$F_{v,Rd}$	121	kN	resistenza a taglio
d	22	mm	diametro bullone
A_{res}	303	mm^2	area resistente bullone
J	11499	mm^4	inerzia del singolo bullone

Sollecitazioni di Calcolo:

N =	0 kN	=	0,0E+00 N	sforzo normale (negativo se di compressione)
Mx =	49 kNm	=	4,9E+07 Nmm	momento rispetto asse orizzontale
Ty =	329 kN	=	3,3E+05 N	taglio nel piano dell'anima
My =	0 kNm	=	0,0E+00 Nmm	momento rispetto asse verticale
Tx =	0 kN	=	0,0E+00 N	taglio nel piano delle ali
Tors =	0 kNm	=	0,0E+00 Nmm	torsione

						flessione risp asse x		flessione risp asse y		torsione		flex x	flex y	sf norm.	assiale	torsione (kN)			taglio (kN)		taglio+tors					
Bullone	A (mm^2)	Xi (mm)	Yi (mm)	α (rad)	d_0 (mm)	Ja (mm^4)	W (mm^3)	Ja (mm^4)	W (mm^3)	Ja (mm^2)	W (mm)	σ_M (MPa)	σ_M (MPa)	σ_N (MPa)	$F_{t,Ed}$ (kN)	$F_{M,Ed}$	x	y	taglio y	taglio x	$F_{v,Ed}$ (kN)	Verifica 1		Verifica 2	
1	303	103	115	0,73	154	4018674	139980	3226026	187924	23834	755	353	0	0	107	0	0	0	55	0	55	0,80	ok	0,49	ok
2	303	103	0	1,57	103	11499	#########	3226026	187924	10609	1132	0	0	0	0	0	0	0	55	0	55	0,45	ok	0,00	ok
3	303	103	-115	2,41	154	4018674	-139980	3226026	187924	23834	755	-353	0	0	-107	0	0	0	55	0	55	0,45	ok	0,00	ok
4	303	-103	115	5,55	154	4018674	139980	3226026	-187924	23834	755	353	0	0	107	0	0	0	55	0	55	0,80	ok	0,49	ok
5	303	-103	0,0	4,71	103	11499	#########	3226026	-187924	10609	1132	0	0	0	0	0	0	0	55	0	55	0,45	ok	0,00	ok
6	303	-103	-115,0	3,87	154	4018674	-139980	3226026	-187924	23834	755	-353	0	0	-107	0	0	0	55	0	55	0,45	ok	0,00	ok

La verifica della bullonatura risulta soddisfatta.

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

La saldatura della IPE330 alla piastra di 20mm segue il perimetro del traverso metallico;

la saldatura lungo l'anima viene utilizzata per il calcolo del solo taglio trasmissibile; mentre le saldature delle due ali viene utilizzato per il calcolo delle sollecitazioni flessionali:

Per quanto riguarda le saldature dell'anima:

V_{ed} = 329,35 kN;

d = 7,5mm;

L = 270mm (due cordoni totali);

MATERIALE

classe	S275		classe acciaio
ft_k	430	MPa	tensione di rottura dell'elemento più debole collegato
fy_k	275	MPa	tensione di snervamento dell'elemento più debole collegato
E	210.000	MPa	modulo elastico
$\gamma M1$	1,05		coeff. Di sicurezza sui profili
$\gamma M2$	1,25		coeff. Di sicurezza sulla saldatura
β	0,85		
$\beta 1$	0,70		
$\beta 2$	0,75		

CARATTERISTICHE SEZIONE SALDATURA

α	90,0°		angolo fra i piatti
sen (α/2)	0,7071		
cos (a/2)	0,7071		

SALDATURA 1

d	7,5	mm	lato cordone saldatura
a	5,3	mm	altezza di gola
L1	540	mm	lunghezza cordone saldatura
Wx	257740	mm3	modulo di resistenza

SOLLECITAZIONI

N	0	kN	forza di trazione/compressione agente sul piano ortogonale della saldatura
Tx	330	kN	forza di taglio agente in asse sul piano della saldatura
Ty	0	kN	forza di taglio agente ortog. all'asse della saldatura
M	0	kNm	Momento flettente d'incastro

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

verifica metodo 1

$$[\sigma_{\perp}^{2} + 3(\tau_{\perp}^{2} + \tau_{||}^{2})]^{0,5} \le f_{tk} / (\beta \gamma_{M2}), \qquad (4.2.75)$$

$\sigma\perp$	0	MPa
$\tau\perp$	0	MPa
$\tau\parallel$	115	MPa

quindi 199,2 < 360,0
VERIFICATO

verifica metodo 2

$$F_{w,Rd} = a f_{tk} / \left(\sqrt{3}\beta\gamma_{M2}\right).$$

Fw,Ed	610	kN/m	forza di calcolo che sollecita il cordone d'angolo per unità di lunghezza
Fw,Rd	1.102	kN/m	resistenza di calcolo che sollecita il cordone d'angolo per unità di lunghezza

Fw,Ed/Fw,Rd= 0,55 **VERIFICATO**

verifica metodo 3

$$\sqrt{n_{\perp}^{2} + t_{\perp}^{2} + \tau_{\parallel}^{2}} \le \beta_1 \cdot f_{yk} \qquad (4.2.78)$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \le \beta_2 \cdot f_{yk}, \qquad (4.2.79)$$

Sulla sezione ribaltata di gola si hanno le seguenti sollecitazioni

$n\perp$	0,0	MPa
$t\perp$	0,0	MPa
$\tau\parallel$	115,0	MPa

3a - 4.2.78 115,0 < 199,8
VERIFICATO

3b - 4.2.79 0,0 < 176,3
VERIFICATO

Per quanto riguarda le saldature delle ali:
d = 7,5mm;
L = 200mm totali
Med = 329,35 * 0,165m = 54,40 kNm

Questo momento viene tradotto in sforzi di compressione/trazione pari a 54,4/33cm = 167kN

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

MATERIALE

classe	S275		classe acciaio
ft_k	430	MPa	tensione di rottura dell'elemento più debole collegato
fy_k	275	MPa	tensione di snervamento dell'elemento più debole collegato
E	210.000	MPa	modulo elastico
$\gamma M1$	1,05		coeff. Di sicurezza sui profili
$\gamma M2$	1,25		coeff. Di sicurezza sulla saldatura
β	0,85		
$\beta 1$	0,70		
$\beta 2$	0,75		

CARATTERISTICHE SEZIONE SALDATURA

α	90,0°	angolo fra i piatti
sen (α/2)	0,7071	
cos (a/2)	0,7071	

SALDATURA 1

d	7,5	mm	lato cordone saldatura
a	5,3	mm	altezza di gola
L1	200	mm	lunghezza cordone saldatura
Wx	35355	mm3	modulo di resistenza

SOLLECITAZIONI

N	167	kN	forza di trazione/compressione agente sul piano ortogonale della saldatura
Tx	0	kN	forza di taglio agente in asse sul piano della saldatura
Ty	0	kN	forza di taglio agente ortog. all'asse della saldatura
M	0	kNm	Momento flettente d'incastro

verifica metodo 1

$$[\sigma_{\perp}^{2} + 3(\tau_{\perp}^{2} + \tau_{||}^{2})]^{0,5} \le f_{tk} / (\beta \gamma_{M2}), \qquad (4.2.75)$$

$\sigma\perp$	111	MPa
$\tau\perp$	111	MPa
$\tau\parallel$	0	MPa

quindi 222,7 < 404,7

VERIFICATO

verifica metodo 2

$$F_{w,Rd} = a f_{tk} / \left(\sqrt{3}\beta\gamma_{M2}\right).$$

Fw,Ed	835	kN/m	forza di calcolo che sollecita il cordone d'angolo per unità di lunghezza
Fw,Rd	1.239	kN/m	resistenza di calcolo che sollecita il cordone d'angolo per unità di lunghezza

Fw,Ed/Fw,Rd= 0,67 **VERIFICATO**

verifica metodo 3

$$\sqrt{n_{\perp}^{2} + t_{\perp}^{2} + \tau_{||}^{2}} \le \beta_1 \cdot f_{yk} \qquad (4.2.78)$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \le \beta_2 \cdot f_{yk}, \qquad (4.2.79)$$

Sulla sezione ribaltata di gola si hanno le seguenti sollecitazioni

$n\perp$	157,4	MPa
$t\perp$	0,0	MPa
$\tau\parallel$	0,0	MPa

3a - 4.2.78 157,4 < 192,5

VERIFICATO

3b - 4.2.79 157,4 < 206,3

VERIFICATO

Entrambe le saldature risultano soddisfatte.

Come anticipato nel capitolo della piastra tipo 02 la verifica a rifollamento non viene riportata poiché implicitamente soddisfatta.

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

13.2.3.2.4 Piastra tipo 04

La piastra tipo 04 funge da collegamento tra i tubolari del sistema di controvento a "rombo" e i traversi esistenti in c.a.; la connessione tra tubolari e piastra avviene attraverso saldatura a cordone d'angolo invece, la il traverso e la piastra sono collegati tramite barre passanti e inghisaggi.

La saldatura e la bullonatura sono progettate in capacità rispetto alle massime sollecitazioni trasmissibili dai tubolari; essi sono sollecitati solo a trazione/compressione pari a 312 kN; la componente di taglio sulla connessione con il traverso viene calcolato come l'aliquota orizzontale di tale sforzo per ogni traverso che confluisce nel nodo pari a 195kN.

Le saldature tra tubolare e piastra hanno le seguenti caratteristiche:

le sollecitazioni vengono amplificate del 15% per garantire un sufficiente margine di sicurezza,

Ved = 312*1,15 = 359 kN

L = 120 mm per 4 cordoni a tubolare,

d =6,3 mm

MATERIALE

classe	S275		classe acciaio
ft_k	430	MPa	tensione di rottura dell'elemento più debole collegato
fy_k	275	MPa	tensione di snervamento dell'elemento più debole collegato
E	210.000	MPa	modulo elastico
$\gamma M1$	1,05		coeff. Di sicurezza sui profili
$\gamma M2$	1,25		coeff. Di sicurezza sulla saldatura
β	0,85		
$\beta 1$	0,70		
$\beta 2$	0,75		

CARATTERISTICHE SEZIONE SALDATURA

α	90,0°		angolo fra i piatti
sen (α/2)	0,7071		
cos (a/2)	0,7071		

SALDATURA 1

d	6,3	mm	lato cordone saldatura
a	4,5	mm	altezza di gola
L1	480	mm	lunghezza cordone saldatura
Wx	171063	mm3	modulo di resistenza

SOLLECITAZIONI

N	0	kN	forza di trazione/compressione agente sul piano ortogonale della saldatura
Tx	359	kN	forza di taglio agente in asse sul piano della saldatura
Ty	0	kN	forza di taglio agente ortog. all'asse della saldatura
M	0	kNm	Momento flettente d'incastro

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

verifica metodo 1

$$[\sigma_{\perp}^{2} + 3(\tau_{\perp}^{2} + \tau_{||}^{2})]^{0,5} \le f_{tk} / (\beta \gamma_{M2}), \qquad (4.2.75)$$

$\sigma_{\perp}$	0	MPa
$\tau_{\perp}$	0	MPa
$\tau_{\parallel}$	175	MPa

quindi 302,9 < 360,0
VERIFICATO

verifica metodo 2

$$F_{w,Rd} = a f_{tk} / \left(\sqrt{3}\beta\gamma_{M2}\right).$$

Fw,Ed	779	kN/m	forza di calcolo che sollecita il cordone d'angolo per unità di lunghezza
Fw,Rd	926	kN/m	resistenza di calcolo che sollecita il cordone d'angolo per unità di lunghezza

Fw,Ed/Fw,Rd= 0,84 **VERIFICATO**

verifica metodo 3

$$\sqrt{n_{\perp}^{2} + t_{\perp}^{2} + \tau_{||}^{2}} \le \beta_1 \cdot f_{yk} \qquad (4.2.78)$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \le \beta_2 \cdot f_{yk}, \qquad (4.2.79)$$

Sulla sezione ribaltata di gola si hanno le seguenti sollecitazioni

$n_{\perp}$	0,0	MPa
$t_{\perp}$	0,0	MPa
$\tau_{\parallel}$	174,9	MPa

3a - 4.2.78 174,9 < 199,8
VERIFICATO

3b - 4.2.79 0,0 < 176,3
VERIFICATO

Verificato.

La piastra tipo 04 è costituita di due elementi saldati tra di loro. Per rendere queste parti solidari si saldano insieme.

Gli sforzi agenti sono quelli calcolati come aliquota della compressione/trazione sui tubolari incremenetata del 15% pari a 223 kN,

L = 150 mm per 4 cordoni,

d =10 mm

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

MATERIALE

classe	S275		classe acciaio
ft_k	430	MPa	tensione di rottura dell'elemento più debole collegato
fy_k	275	MPa	tensione di snervamento dell'elemento più debole collegato
E	210.000	MPa	modulo elastico
$\gamma M1$	1,05		coeff. Di sicurezza sui profili
$\gamma M2$	1,25		coeff. Di sicurezza sulla saldatura
β	0,85		
$\beta 1$	0,70		
$\beta 2$	0,75		

CARATTERISTICHE SEZIONE SALDATURA

α	90,0°		angolo fra i piatti
sen (α/2)	0,7071		
cos (a/2)	0,7071		

SALDATURA 1

d	10	mm	lato cordone saldatura
a	7,1	mm	altezza di gola
L1	600	mm	lunghezza cordone saldatura
Wx	424264	mm3	modulo di resistenza

SOLLECITAZIONI

N	0	kN	forza di trazione/compressione agente sul piano ortogonale della saldatura
Tx	223	kN	forza di taglio agente in asse sul piano della saldatura
Ty	0	kN	forza di taglio agente ortog. all'asse della saldatura
M	0	kNm	Momento flettente d'incastro

verifica metodo 1

$$[\sigma_\perp{}^2 + 3(\tau_\perp{}^2 + \tau_{||}{}^2)]^{0,5} \le f_{tk} / (\beta \gamma_{M2}), \qquad (4.2.75)$$

$\sigma\perp$	0	MPa
$\tau\perp$	0	MPa
$\tau\parallel$	55	MPa

quindi 95,9 < 360,0
VERIFICATO

verifica metodo 2

$$F_{w,Rd} = a f_{tk} / \left(\sqrt{3}\beta\gamma_{M2}\right).$$

Fw,Ed	392	kN/m	forza di calcolo che sollecita il cordone d'angolo per unità di lunghezza
Fw,Rd	1.470	kN/m	resistenza di calcolo che sollecita il cordone d'angolo per unità di lunghezza

Fw,Ed/Fw,Rd= 0,27 **VERIFICATO**

verifica metodo 3

$$\sqrt{n_\perp^2 + t_\perp^2 + \tau_\parallel^2} \le \beta_1 \cdot f_{yk} \qquad (4.2.78)$$

$$|n_\perp| + |t_\perp| \le \beta_2 \cdot f_{yk}, \qquad (4.2.79)$$

Sulla sezione ribaltata di gola si hanno le seguenti sollecitazioni

$n\perp$	0,0	MPa
$t\perp$	0,0	MPa
$\tau\parallel$	55,4	MPa

3a - 4.2.78 55,4 < 199,8
VERIFICATO

3b - 4.2.79 0,0 < 176,3
VERIFICATO

La verifica è soddisfatta.

La connessione degli inghisaggi viene verificata secondo l'effetto spinotto delle barre:
Il taglio agente è pari a 223 kN;

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

Diametro barre = 22mm
Numero barre = 3+3
Classe = 8.8

$$V_{rd} = 1{,}3 * A_s * (f_{yd} * f_{cd})^{1/2} = 1{,}3 * A_{s6\varphi22} * (18{,}6 * 320)^{1/2} = 228{,}9kN$$

$$V_{rd} > V_{ed}$$

La verifica risulta soddisfatta

13.2.4 Setti al piano terra

Al piano terra i setti realizzati per sostituire le pareti in muratura hanno spessore pari a 65cm e sono collegati alla fondazione sottostante tramite riprese/inghisaggi. Questi setti "inglobano" i 12 pilastri fino al primo solaio e i traversi compresi in quella fascia.

Questi elementi sono principalmente sollecitati a taglio e flessione; nelle verifiche viene trascurata la compressione a favoure di sicurezza.

I materiali utilizzati sono:

- Calcestruzzo C25/30;
- Ferri B450C

I setti sono armati come nella figura sotto riportata:

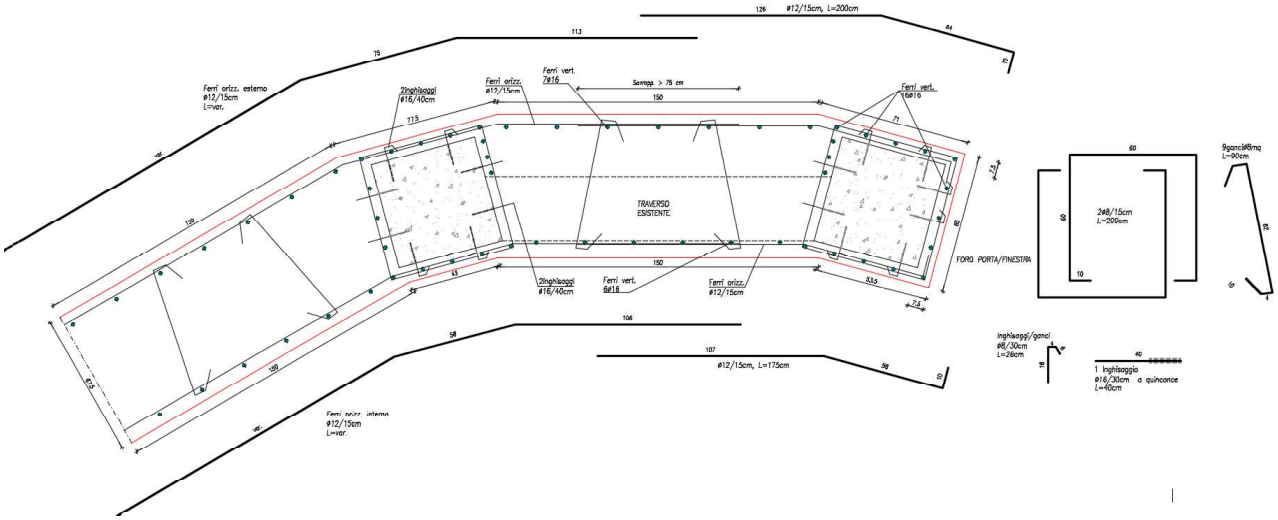


Figura 102 – armatura tipologica setti

Il taglio alla base viene calcolato come la somma delle componenti nelle due direzioni X e Y:

SUMMATION OF REACTION FORCES PRINTOUT						
Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)			
TH 1(all)	-1763.452786	-1620.519109	20837.522026			
TH 2(all)	1670.789515	2029.509751	20837.522027			
TH 3(all)	-1652.487958	1622.981501	20837.522033			

Figura 103 – taglio alla base SLV

Considerando la situazione più gravosa (TH2) la somma è pari a 2628 kN (taglio totale agente sul torrino).

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

Per semplicità nelle verifiche si considerano i setti rettangolari di dimensioni pari a 150cm e spessore 65cm.

La verifica a flessione viene effettuata rispetto alle sollecitazioni agenti sui pilastri:

$M_{ed\ y\ max}$ = 277.68 kNm

$M_{ed\ z\ max}$ = 327.55 kNm

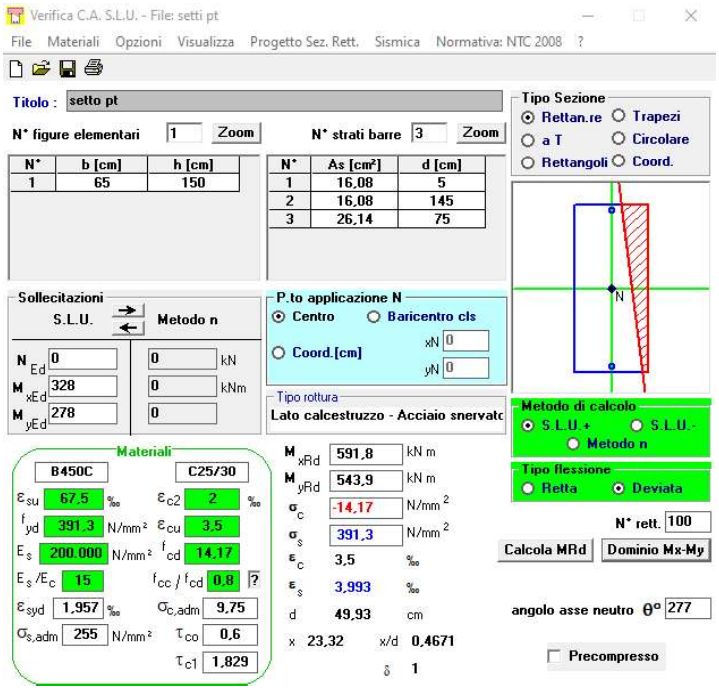


Figura 104 – flessione setti

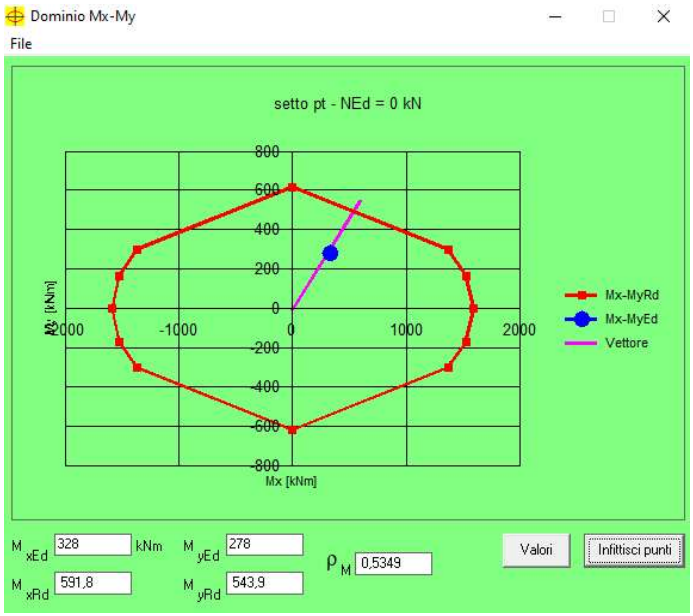


Figura 105 – campo resistente setti

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

La verifica a taglio viene effettuata in termini globali di resistenza nei confronti de taglio sismsico alla base:

geometria:					
H =	1500	mm	altezza elemento		
b =	650	mm	larghezza elemento		
c =	40	mm	copriferro ambo i lati		
d =	1460	mm	altezza utile		
Asl=	1608	mmq	area arm long trazione Morsch		
r =	0,0017				
k =	1,37				
N =	0	kN	sforzo normale di compressione		
s_{cp} =	0,00	MPa	tensione media di compressione nella sezione		
materiali:					
R_{ck} =	30	MPa		F_{yk} =	450 MPa
f_{ck} =	25	MPa		f_{yd} =	391 MPa
f_{cd} =	14,11	MPa			
f'_{cd} =	7,06	MPa			
f_{ctm} =	2,56	MPa			
f_{ctk} =	1,79	MPa			
f_{ctd} =	1,2	MPa			
v_{fmin} =	0,28				
verifica resistenza a taglio senza armatura specifica					
V_{sd} =	0	kN	<	V_{Rd1} =	266 kN
α =	90	°	angolo inclinazione armatura		
sinα =	1				
ctgα =	0				
θ =	45	°	angolo inclinazione puntoni di cls		
ctgθ =	1,0				
Φ =	12	mm	diametro staffe		
n° =	2		n° bracci delle staffe		
A_{sw} =	226	mmq	area staffe		
s =	150	mm	passo staffe		
V_{Rsd} =	775	kN	contributo a taglio trazione		
a_c =	1,00		coefficiente maggiorativo		
V_{Rcd} =	3013	kN	contributo a taglio compressione		
V_{sd} =	0	kN	<	V_{Rsd} =	775 kN

Figura 106 – verifica a taglio setti

Ogni setto resiste ad un ad un taglio pari a 775kN, in totale si considerano 7 setti completi (da fondazione a solaio) a favore di sicerezza; il taglio resistente totale è pari a:

$V_{rd,tot}$ = 8setti * 775 kN = 6200 kN

Vrd/Ved = 6200kN/2628kN = 2,36 > 1

La verifica è soddisfatta.

13.2.5 Verifica delle fondazioni

Le verifiche in fondazione vengono eseguite al fine di garantire che successivamente all' interno:

- Le sollecitazioni flessionali e taglianti agenti siano compatibili le resistenze della fondazione.
- Le tensioni trasmesse al terreno siano compatibili con le caratteristiche meccaniche di quest' ultimo;
- La struttura risulta in sicurezza rispetto a possibili fenomeni di ribaltamento;

La fondazione viene verificata in corrispondenza della sezione più sollecitata con il meccanismo tirante puntone:

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

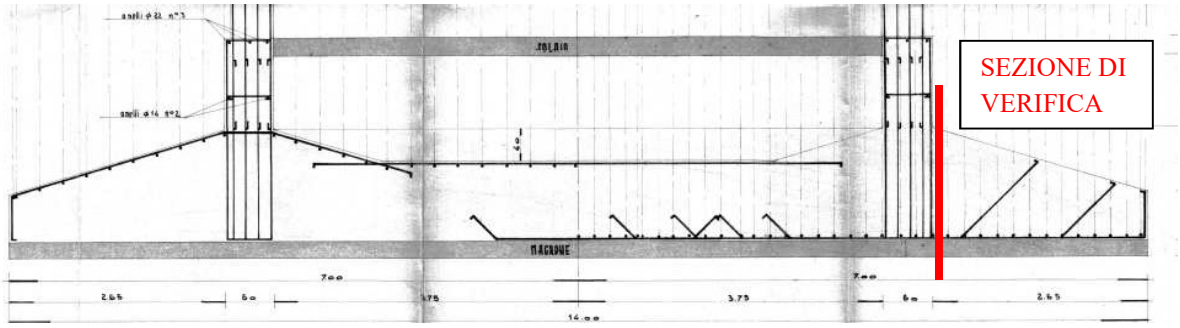


Figura 107 – Sezione di verifica della fondazione.

In tale sezione, le sollecitazioni flessionali risultanti dall' analisi time history, escludendo le regioni di concentrazione degli sforzi in cui è presenta la trave anulare di altezza di larghezza 60 cm e altezza 255 cm, vengono di seguito riportate.

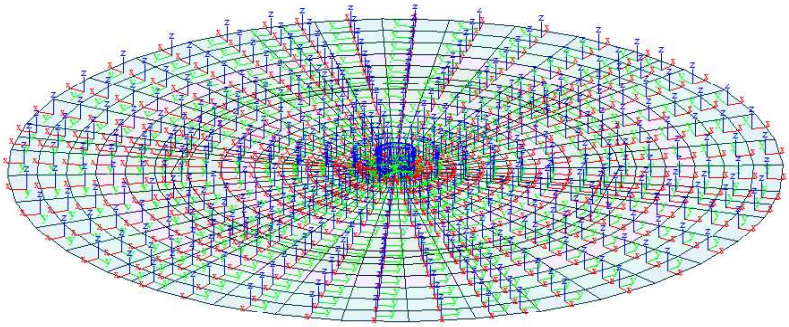


Figura 108 – Sistema di riferimento locale degli elementi plate della fondazione

L' azione tagliante, agente sulla fondazione e scaricata dai setti in modo omogeneo, può essere ricavata attraverso i risultati prodotti dal modello FEM globale della struttura con riferimento ai risultati delle analisi time history all' SLV.

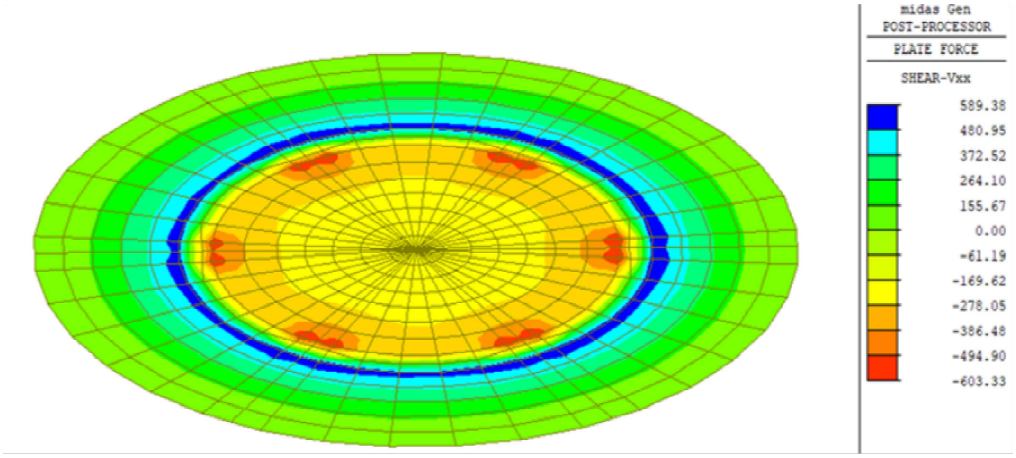


Figura 109 – Taglio slu

Lo schema di riferimento, per l'esecuzione delle verifiche attraverso il metodo tirante puntone, viene individuato considerando uno spicchio della fondazione di ampiezza 30°. Su tale elemento le armature presenti possono essere rinvenute dalle tavole originali di progetto riportate in figura

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

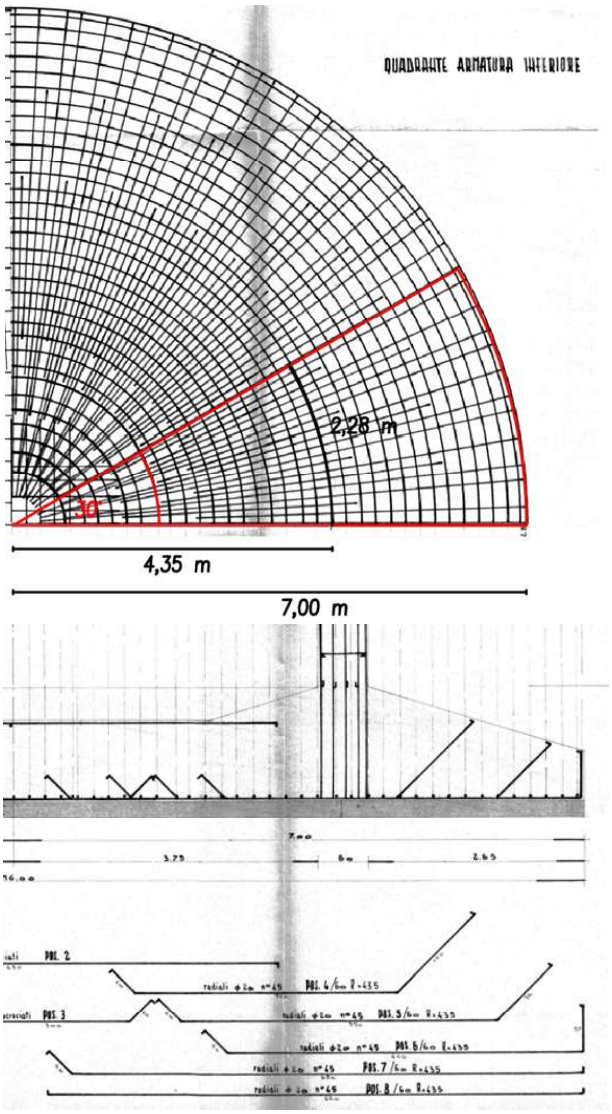


Figura 110 – caratteristiche sezione considerata

La verifica avviene considerando lo sviluppo di uno schema resistente multi-puntone in corrispondenza dei possibili punti di ancoraggio delle armature inferiori della fondazione.

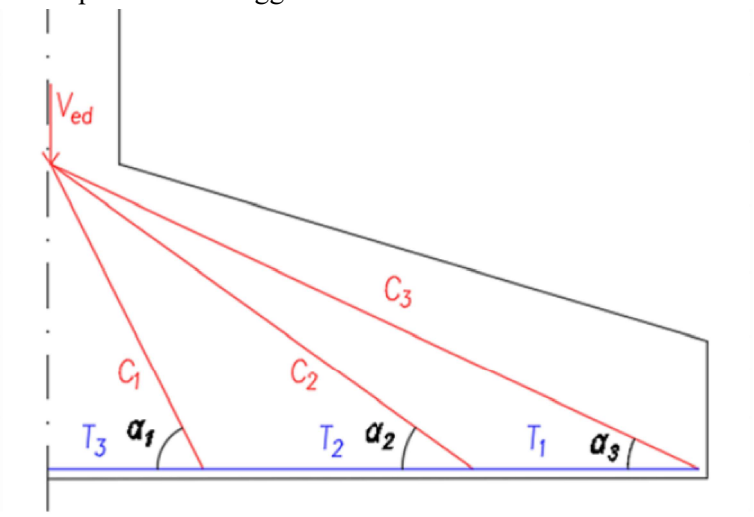


Figura 111 – meccanismo multi-puntone

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

Si riporta la verifica dei tiranti:

VERIFICA TIRANTI			
Ved	589,4	kN/m	taglio agente
b	2,3	m	
fyd	302	Mpa	resistenza a snervamento acciaio
1 Ved	1355,62	kN	
1 o	0,665	m	dist orizzontale da verticale applicazione Ved
1 a	1,3	m	dist/altezza verticale puntone
1 β1	63	deg	beta 1,097961
1 As1	1256	mm2	area tot
1 n	4		numero ferri
1 ϕ	20	mm	diametro
1 Fy1	379	kN	trazione ferri
1 C1	833	kN	compressione puntone
2 o	1,85	m	dist orizzontale da verticale applicazione Ved
2 a	1,3	m	dist/altezza verticale puntone
2 β2	35	deg	beta 0,612538
2 As1	942	mm2	area tot
2 n	3		numero ferri
2 ϕ	20	mm	diametro
2 Fy2	1183	kN	trazione ferri
2 C2	1446	kN	compressione puntone
3 o	2,83	m	dist orizzontale da verticale applicazione Ved
3 a	1,3	m	dist/altezza verticale puntone
3 β3	25	deg	beta 0,430614
3 As1	1256	mm2	area tot
3 n	4		numero ferri
3 ϕ	20	mm	diametro
3 Fy3	1183	kN	trazione ferri
3 C3	1302	kN	compressione puntone
Vrd	2116	kN	resistenza a taglio meccanismo
αv	1,56		rapporto reistetente

Figura 112 – verifica tiranti

La verifica dei puntoni avviene considerando un puntone equivalente medio, sollecitato con lo sforzo di compressione proveniente da C1, C2 e C3.

VERIFICA COMPRESSIONE Ci			
C	3581	kN	puntone compresso
fcd	17	Mpa	reisstenza a compressione cls
b	250	mm	lato corto appoggio
l	2300	mm	lato lungo appoggio
A app	575000	mm2	area appoggio
β	40,89222	deg	
σ comp	6,23	Mpa	tensione compress app
fcd/σ	2,73		rapporto di verifica

Figura 113 – verifica puntone

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

Per analizzare il problema del **ribaltamento** della struttura in caso di azione sismica, e studiare le sollecitazioni agenti sul terreno di fondazione, si considera il modello FEM sopra descritto. Come riportato nel capitolo specifico, i plate sono vincolati alla base mediante delle molle, a simulare un terreno alla Winkler, a cui è stata assegnata una rigidezza k=8.00kg/cm^3 (80000kN/m^3).

A seguire si riportano, come inviluppo massimo e minimo, gli spostamenti risultati per il sisma di progetto all' SLV risultanti dall' analisi time history.

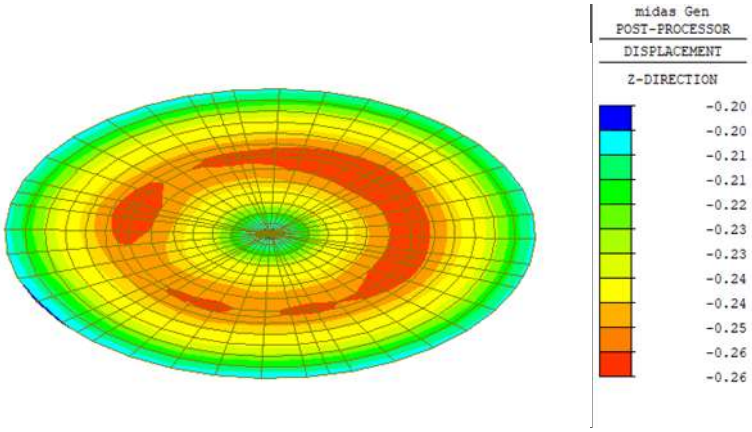


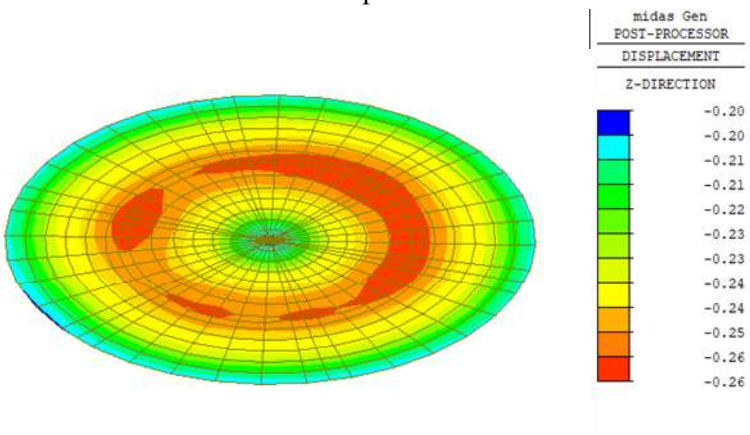
Figura 114 – Inviluppo degli spostamenti massimi DZ risultanti dall' analisi time history

In primo luogo, si osserva che, per il sisma di progetto, la struttura risulta in sicurezza rispetto a eventuali possibili fenomeni di ribaltamento dato che la fondazione risulta interamente compressa. Inoltre, le tensioni trasmesse al terreno risultano compatibili con i terreni tipici dell'area, infatti:

$D_{z,max} = 2.6$ mm $\rightarrow \sigma t = 0.0026\text{m} \cdot 80000\text{kN/m}^3 = 208$ kN/m^2 = **2.08 kg/cm^2**

Le tensioni risultano accettabili per il tipo di terreno presente.

Risulta quindi necessario verificare che, per le azioni in gioco, le sollecitazioni portate in fondazione dai pilastri e dai setti siano tali da evitare possibili effetti di **ribaltamento** della struttura.



TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

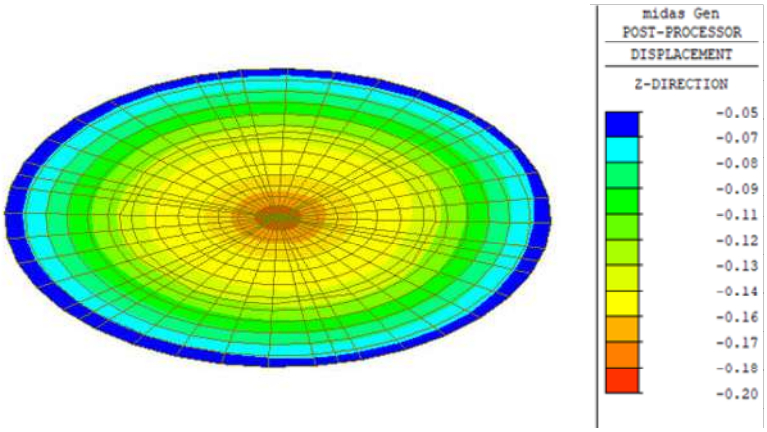


Figura 115 – Inviluppo degli spostamenti massimi e minimi DZ risultanti dall' analisi time history allo SLC

Come si osserva, la fondazione, fino all'SLC, non subisce fenomeni di parzializzazione della fondazione che sollecita il terreno, quindi, sempre in compressione. Non si temono, dunque, possibili effetti di ribaltamento della struttura.

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

14 RIEPILOGO RISULTATI VERIFICHE SISMICHE ALLO SLV

Si riportano i risultati delle verifiche degli elementi portanti esistenti della struttura:

Verifiche	Pilastri conf.	Pilastri non conf.	Traversi	Nodi conf.	Nodi non conf.	Trave sup.	Vasca	Fondo vasca	Pilastri sotto vasca
Flessione	1,5	1,27	1,06	1,31	1,06	2,88	4,6	2,24	1,1
Taglio	1,17	1,02	1,8			1,13	1,9	-	1,41

Dalle verifiche riportate si può vedere come si è riusciti ad ottenere un livello di sicurezza maggiore rispetto ai risultati prima degli interventi (maggiore di 1).

Oltre al rispetto delle verifiche agli SLV per gli elementi strutturali del torrino, si è anche verificato che le pressioni totali trasmesse dalla fondazione al terreno rientrino in valori accettabili dopo aver introdotto interventi che aumentano il peso totale rispetto allo stato di fatto (pre-intervento) e, sempre per la fondazione si e scolta una verifica secondo il metodo tirante-puntone, anch'essa verificata.

Le verifiche degli elementi in carpenteria metallica e dei setti non sono state riportate in tabella poiché si tratta di elementi di nuova costruzione.

In combinazione sismica i traversi del fusto e i pilastri non confinati risultano gli elementi con rapporto di verifica più piccolo.

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

15 VERIFICHE SISMICHE ALLO SLD

Le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio degli elementi non strutturali, vengono effettuate in termini di spostamento e tensioni.

Nello specifico si analizzano le sollecitazioni che si generano su una tubazione in acciaio inox (tubazione idrica a servizio del serbatoio) rigidamente connessa ad una colonna del fusto mediante staffe poste ad interasse pari a 3m, quando la struttura stessa è sottoposta all'azione sismica.

Le sollecitazioni prodotte sono ottenute nel caso di drift orizzontale massimo ricavato dall'analisi precedentemente affrontata.

La tubazione è stata ipotizzata con sezione circolare Φ250mm e spessore 10mm.

Lo spostamento massimo ad altezza 25,00 metri (quota fondo vasca) è pari a: $d_{max,SLD} = 5,23cm$;

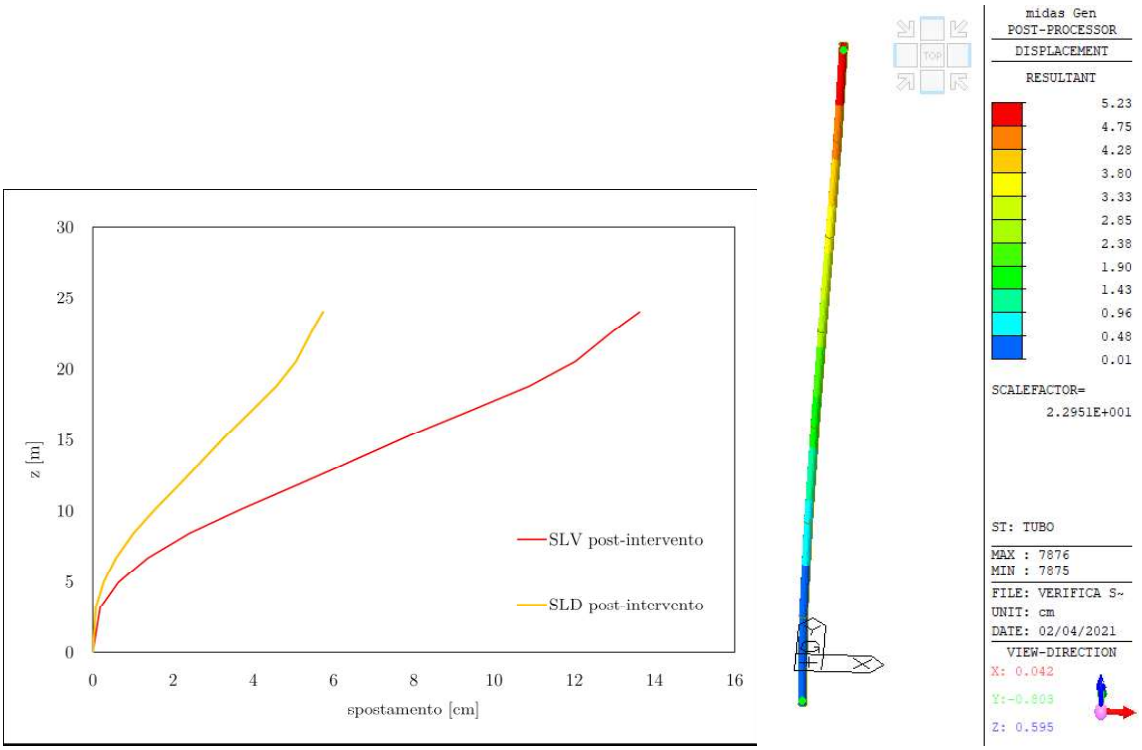


Figura 116 – spostamento orizzontale SLD e deformata della condotta idrica

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

Le sollecitazioni tensionali agenti sulla condotta in acciaio sono:

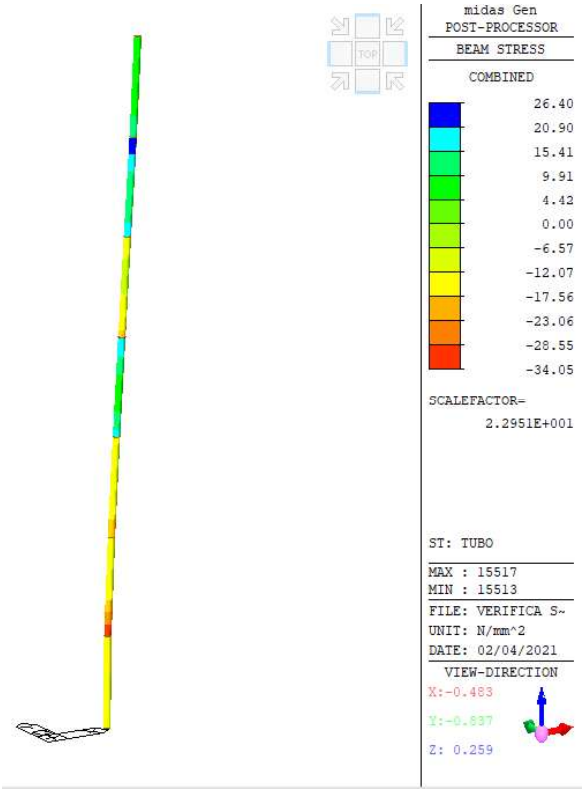


Figura 117 – sollecitazioni SLD

Si ipotizza che la tubazione sia realizzata con acciaio inossidabile tipo AISI 316 le cui caratteristiche meccaniche sono riportate nella seguente tabella:

Tipo Inossidabile Austenitico AISI 316	f_{tk} = 570-590 MPa	*(tensione di rottura)*
	f_{yk} = 280-290 MPa	*(tensione di snervamento)*
	E_s = 200 GPa	*(modulo di elasticità)*

Si ritiene quindi che le tensioni che si generano sulla tubazione allo SLD siano trascurabili rispetto la tensione di snervamento.

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com

16 CONCLUSIONI

Le verifiche eseguite dopo gli interventi effettuati dimostrano che si è ottenuto un indice di rischio sismico maggiore di 1. Nello specifico si è calcolato l'indice minimo pari a ξ **= 1,02.**

Si può affermare quindi che, grazie agli interventi progettati per il torrino, l'indice di rischio è aumentato rispetto allo stato di fatto ed è stato conseguito il completo adeguamento sismico della struttura.

TRE ERRE INGEGNERIA – Via Terraglio, 10 – 31022 Preganziol (TREVISO)
tel. +39 0422 383282 - fax +39 0422 492702 - www.treerreing.com – info@treerreing.com