



| | |
|---|-----------------------------------|
| IMPIANTO | CODICE CKS |
| Impianto idroelettrico di Levane | GRE.OEM.R.90.IT.H.49017.09.021.00 |
| Diga di Levane: Progetto di Sovralzo ai fini di laminazione | |

DIGA DI LEVANE

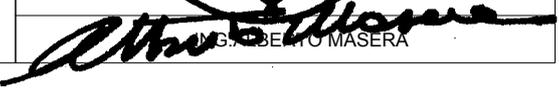
O&M Hydro Italy

Northern Central Area - Territorial Unit Lucca - UE Levane

Comune di Montevarchi - Provincia di Arezzo

PROGETTO DI SOVRALZO AI FINI DI LAMINAZIONE - PROGETTO DEFINITIVO

VERIFICA SISMICA DELLA SCALA A CHIOCCIOLA

| | | | | | |
|---|---|--|---|-------------|-----------------|
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| 00 | 21/04/2020 | Prima emissione | L. Salvi | A. Nardi | A. Masera |
| REV. | DATA | DESCRIZIONE REVISIONI | ELABORATO | VERIFICATO | APPROVATO |
| ELABORATO CESI N. C0006282 | | NOME FILE R15 Verifica sismica scala a chiocciola.docx | SCALA - | FOGLIO - | |
| NUMERO E DATA ORDINE | | Ordine n. 3500053942 del 28/09/2019 | | | |
| IL PROGETTISTA | | |   | | |
|  | CESI S.p.A. Via Rubattino 54 I-20134 Milano - Italy Tel: +39 02 21251 Fax: +39 02 21255440 e-mail: info@cesi.it www.cesi.it | | | | |
| Engineering & Environment - ISMES Division Structural & Civil Engineering | | | | | |
| IL COMMITTENTE | | ENEL GREEN POWER ITALIA S.r.l. | | | |
|  | | Power Generation Italy O&M Hydro Italy Northern Central Area | | | |
| | | | | DATA | ING. M. SESSEGO |
| PER PRESA VISIONE ING. RESPONSABILE | | | No. HYD | | |
| | | | | | |
| DATA | ING. S. GABBRIELLI | | | | |

RAPPORTO

USO RISERVATO

APPROVATO

C0006282

Cliente ENEL Green Power S.p.A.

Oggetto DIGA DI LEVANE – Comuni di Montevarchi e Terranuova Bracciolini (AR)

**Sopralzo della Diga a scopo di laminazione - Progetto Definitivo
VERIFICA SISMICA DELLA SCALA A CHIOCCIOLA**

Ordine Attivazione a Contratto Aperto n. 3500053942 da Contratto Aperto di Servizi 8400140386 del 7/05/19

Note Rev. 00 – WBS A1300002142 – Lettera trasmissione C0009658

Timbro professionale: Ing. Alberto Masera, dipendente CESI, incarico interno B9024256 del 5.12.2019

La parziale riproduzione di questo documento è permessa solo con l'autorizzazione scritta del CESI.

N. pagine 5 **N. pagine fuori testo** 62

Data 21/04/2020

Elaborato STC - Salvi Luca
C0006282 2604801 ALT

Verificato INE - Nardi Andrea
C0006282 3011309 VER

Approvato INE - Masera Alberto (Project Manager)
C0006282 114993 APP

CESI S.p.A.

Via Rubattino 54
I-20134 Milano - Italy
Tel: +39 02 21251
Fax: +39 02 21255440
e-mail: info@cesi.it
www.cesi.it

Capitale sociale € 8.550.000 interamente versato
C.F. e numero iscrizione Reg. Imprese di Milano 00793580150
P.I. IT00793580150
N. R.E.A. 429222

© Copyright 2020 by CESI. All rights reserved

Pag. 1/5

Indice

1 PREMESSA 3
ALLEGATO A 5

STORIA DELLE REVISIONI

| Numero revisione | Data | Protocollo | Lista delle modifiche e/o dei paragrafi modificati |
|------------------|------------|------------|--|
| 00 | 21/04/2020 | C0006282 | Nuova Emissione |

1 PREMESSA

Nell'ambito della progettazione definitiva dell'intervento di sovralzo della diga di Levane (Comuni di Montevarchi e Terranuova Bracciolini (AR)), ai fini della laminazione degli eventi di piena del fiume Arno, ENEL Green Power S.p.A. ha incaricato CESI S.p.A. dell'analisi e dell'esecuzione della verifica sismica della scala a chiocciola, situata sulla pila esterna di sostegno alla paratoia in destra orografica.

La scala a chiocciola in oggetto è realizzata interamente in calcestruzzo armato, si eleva per una altezza totale di circa 12 m, partendo dalla quota di 169.00 m s.l.m. fino alla quota di 181.00 m s.l.m., ed ha la funzione di collegare il piano alla quota del coronamento della diga con il piano del ponte che unisce le tre pile della diga. Si riportano in alcune immagini della scala oggetto di analisi.



Figura 1: Vista scala – Vista scala da sinistra orografica (a sx) e Vista prime rampe da destra orografica (a dx)

La scala è costituita da quattro rampe di 17 scalini ciascuna aventi alzata da 16.66 cm e pedata (in mezzeria) da 21.235 cm; ogni rampa è supportata da un pilastro centrale a forma di semicerchio (raggio 0.7 m), mentre esternamente è presente un parapetto anticaduta costituito da elementi in acciaio.

Oltre allo stato di fatto si è analizzato anche lo stato di progetto, in cui a seguito dell'innalzamento del coronamento da quota 169.00 m s.l.m, a 174.00 m s.l.m, sono eliminate le prime rampe.

Il rapporto di analisi e verifica è integralmente raccolto in ALLEGATO A.

ALLEGATO A

VERIFICA SISMICA SCALA A CHIOCCIOLA – DIGA DI LEVANE
Relazione di analisi e verifiche statiche e sismiche

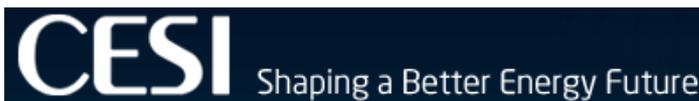


PAD C0006310 (2749749) - USO RISERVATO

| | | | | | |
|-----------|-------------------|------------------|-----------|------------|-----------|
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| 00 | 15/04/2020 | Emissione | FC | FC | MB |
| REV | DATA | DESCRIZIONE | REDATTO | VERIFICATO | APPROVATO |



Sede operativa:
via Italia, 8 – 23036 Teglio (SO)
Sede legale:
via Sagli, 15/B – 23036 Teglio (SO)
Telefono: 0342/78.00.80
Web: www.mb-eng.it



Via Raffaele Rubattino, 54 - Milano www.cesi.it

Oggetto:

VERIFICA SISMICA SCALA A CHIOCCIOLA – DIGA DI LEVANE

Valutazione della vulnerabilità sismica

Elaborato:

RELAZIONE DI ANALISI E VERIFICHE STATICHE E SISMICHE

Relazione N°

A

Indice

| | | |
|----------|--|-----------|
| 1 | INTRODUZIONE | 4 |
| 2 | RIFERIMENTI | 5 |
| 2.1 | Normativa tecnica..... | 5 |
| 2.2 | Tavole grafiche | 5 |
| 2.3 | Altri documenti | 5 |
| 3 | DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA | 6 |
| 4 | CLASSIFICAZIONE DELLA STRUTTURA AI FINI SISMICI E DEFINIZIONE DEL GRADO DI VULNERABILITA' | 9 |
| 5 | FASE CONOSCITIVA DELLA STRUTTURA | 10 |
| 5.1 | Rilievo geometrico e materico | 10 |
| 5.2 | Livelli di conoscenza e fattori di confidenza | 10 |
| 5.3 | Caratterizzazione meccanica dei materiali | 10 |
| 5.3.1 | Calcestruzzo..... | 10 |
| 5.3.2 | Barre di acciaio per armatura | 11 |
| 6 | CARICHI DI PROGETTO | 12 |
| 6.1 | Carichi permanenti..... | 12 |
| 6.1.1 | Peso proprio strutture (G ₁)..... | 12 |
| 6.1.2 | Peso proprio parapetto (G ₂) | 12 |
| 6.2 | Carichi variabili (Q)..... | 12 |
| 6.3 | Carico da neve (N)..... | 12 |
| 6.4 | Carico da vento (V)..... | 12 |
| 6.5 | Azione sismica | 14 |
| 7 | ANALISI STRUTTURALE | 16 |
| 7.1 | Descrizione del modello di calcolo | 16 |
| 7.1.1 | Geometria del modello..... | 17 |
| 7.1.2 | Vincoli | 20 |
| 7.1.3 | Condizioni di carico statico..... | 21 |
| 7.1.4 | Combinazioni di carico | 26 |
| 7.2 | Risultati analisi strutturale | 27 |
| 7.2.1 | Analisi modale..... | 27 |
| 7.2.2 | Diagrammi sollecitazioni elementi beam in c.a. | 29 |
| 7.2.3 | Diagrammi delle sollecitazioni elementi plate in c.a. | 35 |
| 7.2.4 | Diagrammi delle deformazioni..... | 40 |
| 8 | VERIFICHE STRUTTURALI IN COMBINAZIONE STATICA..... | 41 |
| 8.1 | Verifiche pilastro centrale | 41 |
| 8.2 | Verifiche elemento scalino | 43 |
| 8.3 | Verifiche pianerottoli | 45 |
| 9 | VERIFICHE STRUTTURALI IN COMBINAZIONE SISMICA | 46 |
| 9.1 | Verifiche pilastro centrale | 46 |

| | | |
|-----------|--|-----------|
| 9.2 | Verifiche elemento scalino | 48 |
| 9.3 | Verifiche pianerottoli | 50 |
| 9.4 | Verifiche di rigidezza..... | 50 |
| 10 | ANALISI STRUTTURALE ALLO STATO DI PROGETTO | 51 |
| 10.1.1 | Analisi modale..... | 52 |
| 11 | CONCLUSIONI..... | 55 |
| | ALLEGATO 1: DESCRIZIONE DEL SOFTWARE UTILIZZATO PER LE ANALISI..... | 56 |

1 INTRODUZIONE

Lo scopo della presente relazione è l'analisi e la verifica sismica della scala a chiocciola situata sulla struttura della diga di Levane, in provincia di Arezzo. La scala in oggetto si trova sulla pila esterna di sostegno alla paratoia in destra orografica.

La scala a chiocciola in oggetto è realizzata interamente in calcestruzzo armato, si eleva per una altezza totale di circa 12m, partendo dalla quota di +169.00m fino alla quota di +181.00m. La scala ha la funzione di collegare il piano alla quota del coronamento della diga con il piano del ponte che collega le tre pile della diga. Si riportano nel seguito alcune immagini della scala oggetto di analisi.



Figura 1-1: Vista scala – Vista scala da sinistra orografica (a sx) e Vista prime rampe da destra orografica (a dx)

Oltre alla situazione attuale è analizzata anche quella “futura” in cui a seguito dell’innalzamento del coronamento da q.ta +169.00 a +174.00 sono eliminate le prime rampe.

2 RIFERIMENTI

2.1 Normativa tecnica

- [1] Legge 5-11-1971 n. 1086. Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e a struttura metallica.
- [2] Legge 2 febbraio 1974 n. 64. Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- [3] D.P.R. 6 giugno 2001 n. 380. Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia. (Testo A) (G. U. n. 245 del 20 ottobre 2001).
- [4] D.M. 17/01/2018. Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni".
- [5] Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti n.7 del 21/01/2019. Istruzioni per l'applicazione delle "Aggiornamento delle Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M.17 gennaio 2018.
- [6] UNI EN 1990. Criteri generali di progettazione strutturale
- [7] UNI EN 1991-1-1: Azioni sulle strutture. Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici
- [8] UNI EN 1991-1-3: Azioni sulle strutture. Azioni in generale - Carichi da neve
- [9] UNI EN 1992-1-1 Parte 1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Regole generali e regole per gli edifici
- [10] UNI EN 1998-1 Parte 1: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- [11] D.M. 26.06.2014(NTD14): Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse).
- [12] Istruzioni per l'applicazione della normativa tecnica di cui al D.M. 26.06.2014 (ntd14) e al D.M. 17.01.2018 (ntc18).

2.2 Tavole grafiche

- [13] Tavola di progetto originario. Impianto di Levane – Particolare scala a chiocciola da Q.169 a Q.181
- [14] Tavola di progetto definitivo "Sopralzo della diga a scopo di laminazione", Tavola D03. Planimetria generale – Consistenza.
- [15] Tavola di progetto definitivo "Sopralzo della diga a scopo di laminazione", Tavola D13. Centrale idroelettrica – Sezioni A-A' e B-B' – Consistenza.

2.3 Altri documenti

- [16] Caratteristiche meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in C.A. realizzate dal 1950 al 1980. – Gerardo Mario Verderame, Paolo Ricci, Marilena Esposito, Filippo Carlo Sansiviero (Dipartimento di ingegneria Strutturale, Università degli studi di Napoli Federico II)

3 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

Nel seguente capitolo è riportata una descrizione in dettaglio della scala a chiocciola. Dalle tavole originarie di progetto si è dedotto il periodo storico di progettazione (1957-1958), le dimensioni geometriche e i dettagli costruttivi. La scala è costituita da quattro rampe di 17 scalini ciascuna aventi alzata da 16.66 cm e pedata (in mezzeria) da 21.235cm. La struttura ha la particolarità che ogni rampa permette di completare uno sviluppo in pianta pari a metà circonferenza; l'altra metà viene completata percorrendo il pianerottolo presente alla fine di ogni rampa situati alle quote +172.0m, +175.0m, +178.0m e 181.0m. Ogni rampa di scala e pianerottolo sono supportati da un pilastro centrale a forma di semicerchio (raggio 0.7m). E' presente un parapetto anticaduta costituito da elementi in acciaio. Si riportano nel seguito degli estratti delle tavole di Progetto originario.

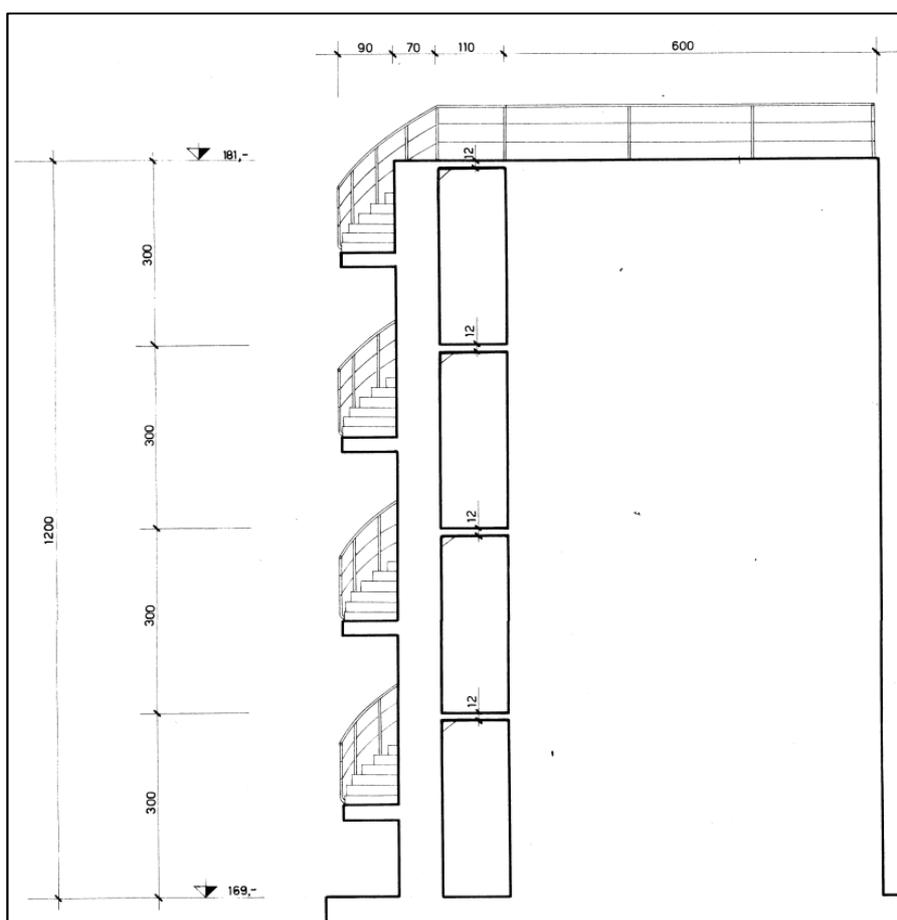


Figura 3-1: Sezione verticale scala a chiocciola (estratto dal Progetto originario)

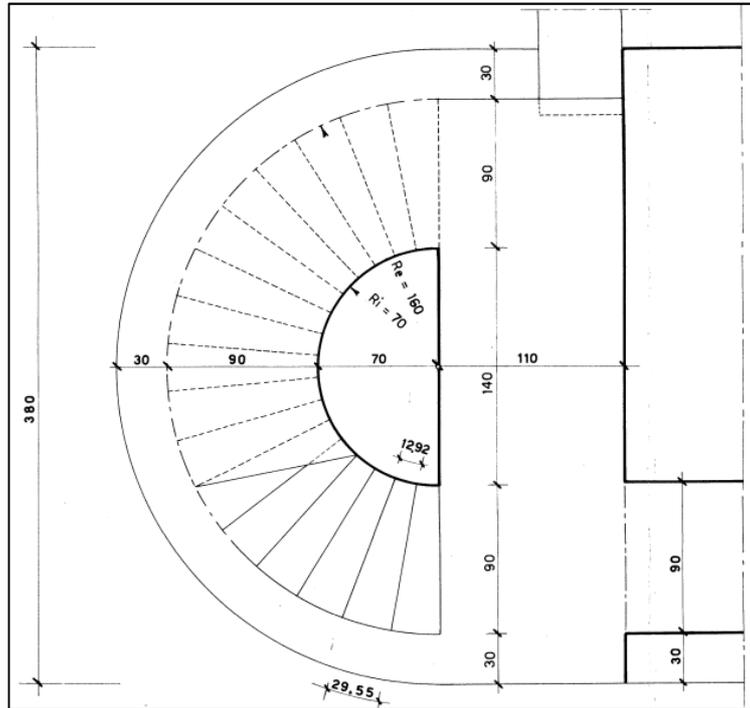


Figura 3-2: Pianta scala a Q+169.0m (estratto dal Progetto originario)

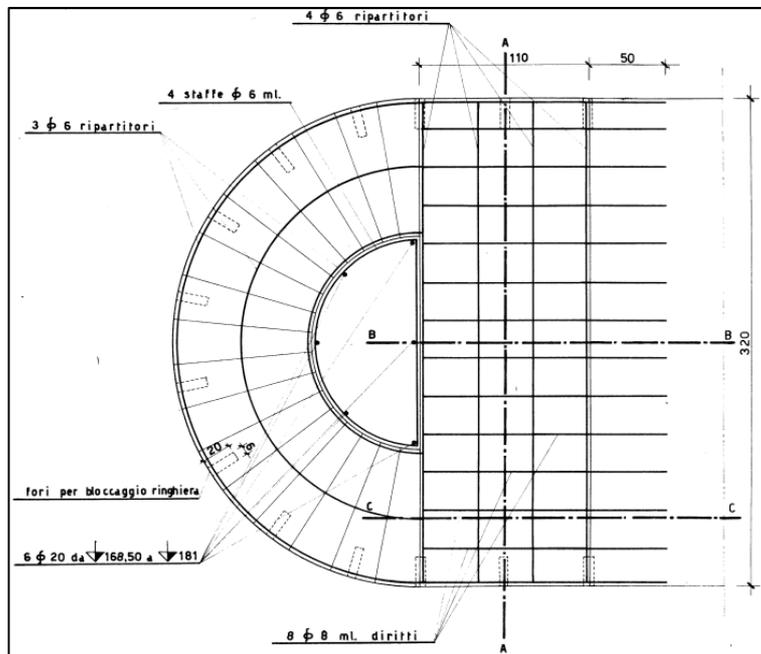


Figura 3-3: Pianta scala a Q+172.0m (estratto dal Progetto originario)

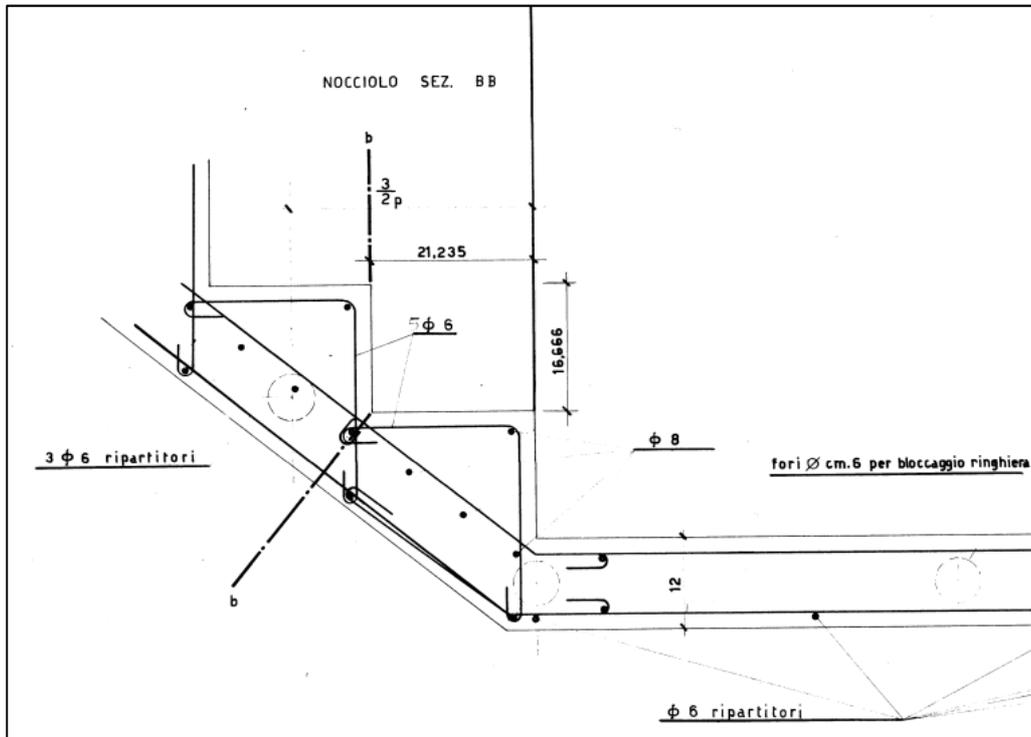


Figura 3-4: Sezione rampa e pianerottolo della scala, lungo la mezzeria (estratto dal Progetto originario)

4 CLASSIFICAZIONE DELLA STRUTTURA AI FINI SISMICI E DEFINIZIONE DEL GRADO DI VULNERABILITA'

La scala in oggetto è stata classificata ai sensi di [12], come appartenente alla classe “Opere Accessorie Assimilabili alle Costruzioni Civili”. La costruzione civile di cui la scala è elemento accessorio riguarda invece una opera classificabile come appartenente alla classe d’uso IV (i.e. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica. Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità).

In conseguenza di questa classificazione, la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti dovranno essere eseguite sia con riferimento allo SLU che anche nei confronti degli SLE. Per la combinazione sismica, le verifiche agli SLU in termini di resistenza sono eseguite nei confronti degli SLV; mentre le verifiche agli SLE sono eseguite nei confronti degli SLD secondo quanto riportato in [4] e di seguito mostrato:

| STATI LIMITE | | CU I | CU II | | | CU III e IV | | |
|--------------|-----|------|---------------------|-----|-----|---------------------|-----|-------------------|
| | | ST | ST | NS | IM | ST | NS | IM ^(*) |
| SLE | SLO | | | | | RIG | | FUN |
| | SLD | RIG | RIG | | | RES | | |
| SLU | SLV | RES | RES | STA | STA | RES | STA | STA |
| | SLC | | DUT ^(**) | | | DUT ^(**) | | |

^(*) Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.
^(**) Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

Figura 4-1: Tab.7.3.III (NTC) – Stati limite di elementi strutturali, non strutturali e impianti e conseguenti verifiche

Il processo di valutazione della sicurezza è stato articolato in diverse fasi:

- Fase conoscitiva della struttura di tipo geometrico e materico: sono stati impiegati gli elaborati “storici” disponibili.
- Analisi di tipo lineare dinamico mirata alla conoscenza qualitativa della struttura e delle sue capacità in termini di resistenza con individuazione delle situazioni di maggiore criticità. Sulla base di tale analisi sono state condotte le verifiche degli elementi strutturali costituenti l’opera (i.e. scalini, pilone centrale e pianerottoli).

La sintesi delle analisi e delle verifiche analitiche consiste in una serie di indici numerici di vulnerabilità sismica ξ_E che forniscono una “misura” quantitativa del livello di sicurezza. Le verifiche analitiche vengono condotte secondo quanto previsto dalle NTC per valori di PGA decrescenti, fino a determinare quello per cui le verifiche sismiche agli SL risultano soddisfatte. In tal modo si calcola un indice di vulnerabilità ξ_E definito come rapporto tra l’azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l’azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

Quali parametri rappresentativi di Domanda e Capacità sismica si assumono le accelerazioni PGA corrispondenti al valore di accelerazione orizzontale massima al sito; pertanto il Coefficiente ξ_E si calcola come rapporto tra queste due PGA.

5 FASE CONOSCITIVA DELLA STRUTTURA

5.1 Rilievo geometrico e materico

La geometria della scala è stata ricavata da elaborati progettuali originari. Dal punto di vista strutturale, gli elementi presenti sono caratterizzati da calcestruzzo armato; la tipologia di materiale utilizzato (calcestruzzo e acciaio) è stata dedotta in base a quella più largamente utilizzata nel periodo di realizzazione dell'opera e in base alla tipologia dell'opera, facendo riferimento al documento[16].

5.2 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

Nelle costruzioni esistenti è cruciale la conoscenza della struttura (i.e. geometria e dettagli costruttivi) e dei materiali che la costituiscono. Per questo motivo le Norme Tecniche per le Costruzioni introducono un'altra categoria di fattori di sicurezza; i "fattori di confidenza" - strettamente legati al livello di conoscenza conseguito nelle indagini conoscitive, e che vanno preliminarmente a ridurre i valori medi di resistenza dei materiali della struttura esistente; per ricavare i valori da adottare nella verifica, dovranno pertanto essere tenuti in conto sia i fattori di sicurezza dei materiali che i fattori di confidenza. Tali coefficienti non sono da applicare sempre e contemporaneamente ma dipende dal tipo di analisi condotta e dal tipo di rottura (i.e. duttile o fragile).

Ai sensi di quanto riportato in[4], si è ritenuto di aver raggiunto un Livello di Conoscenza pari a LC1. Il Livello di Conoscenza LC1 si intende raggiunto quando si verificano le condizioni riportate in figura seguente, il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1,35$.

| Livello di Conoscenza | Geometria (carpenterie) | Dettagli strutturali | Proprietà dei materiali | Metodi di analisi | FC |
|-----------------------|---|---|---|------------------------------------|------|
| LC1 | | Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ | Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ | Analisi lineare statica o dinamica | 1.35 |
| LC2 | Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo | Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ | Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure estese prove in-situ | Tutti | 1.20 |
| LC3 | | Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ | Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ | Tutti | 1.00 |

Figura 5-1: Tab.C8.5.I.V (Circolare NTC) – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e valori di fattori di confidenza

5.3 Caratterizzazione meccanica dei materiali

5.3.1 Calcestruzzo

Le caratteristiche meccaniche del materiale che è stato, in quanto più usuale per la pratica costruttiva dell'epoca, sono:

- Classe di resistenza a compressione: C16/20 con $R_{ck} \geq 20.00 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza cilindrica caratteristica $f_{ck} \geq 16.6 \text{ N/mm}^2$

Dai valori sopra riportati sono stati ottenuti i parametri di progetto come:

Resistenza a compressione cls (per meccanismi di rottura duttili): $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_{FC}} = \frac{16.6}{1.35} = 12.30MPa$

Res. a compressione cls (per meccanismi di rottura fragili): $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_{FC} \cdot \gamma_M} = \frac{16.6}{1.35 \cdot 1.5} = 8.20MPa$

5.3.2 **Barre di acciaio per armatura**

L'acciaio per le armature delle strutture in c.a. che è stato assunto essere utilizzato è di tipo Aq42 (cfr. [16]), avente le seguenti caratteristiche meccaniche:

$E = 200000 \text{ MPa}$;

$\nu = 0.30$;

$\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$;

$\gamma = 78.50 \text{ kN/m}_3$;

$f_{yk} = 230 \text{ MPa}$;

Sulla base di questi parametri caratteristici sono stati ottenuti i relativi parametri di progetto:

Resistenza a trazione barre di armatura (rottura duttile): $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{FC}} = \frac{230}{1.35} = 170.3MPa$

Resistenza a trazione barre di armatura (rottura fragile): $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{FC} \cdot \gamma_M} = \frac{430}{1.35 \cdot 1.15} = 148.15MPa$

6 CARICHI DI PROGETTO

6.1 Carichi permanenti

6.1.1 *Peso proprio strutture (G₁)*

Il peso proprio degli elementi strutturali in calcestruzzo armato viene determinato moltiplicando il peso specifico del materiale ($\gamma_{c.a.}=25 \text{ kN/m}^3$) per lo spessore dell'elemento corrispondente.

6.1.2 *Peso proprio parapetto (G₂)*

Il peso proprio del parapetto è stato assunto essere pari a 0.30 kN/m .

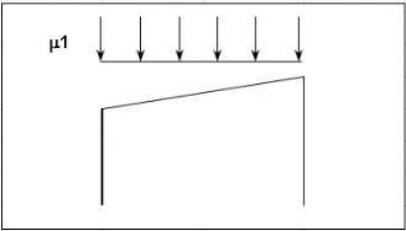
6.2 Carichi variabili (Q)

Essendo una scala il cui utilizzo è quello dovuto al solo scopo di manutenzione dell'impianto e considerata la geometria della stessa (i.e. possiede una larghezza pari a 0.9 m), non si ritiene che tale struttura possa essere "suscettibile di affollamento" in accordo con [4]. Si ritiene piuttosto che la struttura possa appartenere alla categoria E₂, pertanto è stato ipotizzato un carico variabile pari a 2.00 kN/m^2 .

6.3 Carico da neve (N)

In accordo con [4] è stato calcolato il carico da neve che è riportato nella seguente tabella. Si è considerato un carico da neve pari a 0.80 kN/m^2 .

| | | |
|---|---------|-----|
| Città | Arezzo | |
| Periodo di ritorno [anni] | 50 | |
| Altezza S.L.M. [m] | 150 | |
| Coeff. Esposizione C _e | Normale | 1.0 |
| Zona | 2 | |
| q _{sk} [Kg/mq] | 100 | |
| Coeff. Termico C _t | 1.0 | |
| <input checked="" type="radio"/> Copertura ad una falda <input type="radio"/> Copertura a due falde <input type="radio"/> Copertura a due falde a più campate | | |
| Inclinazione 1° falda | 0 | |
| Coeff. di forma μ_1 (α_1) | 0.8 | |
| Coeff. di forma μ_2 (α_2) | 0.8 | |
| Coeff. di forma μ_3 ($\alpha >$) | 0.8 | |
| q [Kg/mq] | 80.0 | |



6.4 Carico da vento (V)

In accordo con [4] è stato calcolato il carico da vento che è riportato nella seguente tabella. Si è considerato un carico pari a 1.40 kN/m^2 .

| | | | | | |
|---|--|---|-----|---|--|
| Norm: [1] NTC-18 | | | | | |
| PROPERTIES | | | | | |
| Zone type dependent from region (see TABLE I) | ZONE | = | 3 | | |
| Altitude of construction from sea level | a_s | = | 150 | m | |
| TABLE I | | | | | |
| ZONE | REGION | | | | |
| 1 | Ile D'aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (EXCEPT trieste e provinc | | | | |
| 2 | Emilia romagna | | | | |
| 3 | Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (EXCEPT Reggio Calabria) | | | | |
| 4 | Sicilia, Reggio Calabria e sua provincia | | | | |
| 5 | Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'isola di Maddalena) | | | | |
| 6 | Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'isola di Maddalena) | | | | |
| 7 | Liguria | | | | |
| 8 | Provincia di Trieste | | | | |
| 9 | Isole (EXCEPT Sicilia and Sardegna) | | | | |
| Roughness Class dependent from area (see TABLE 3.3.III) | R.C. | = | C | | |

Tabella 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

| Classe di rugosità del terreno | Descrizione |
|--------------------------------|---|
| A | Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m |
| B | Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive |
| C | Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D |
| D | Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...) |

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

| | | | |
|--|------|---|-----|
| Exposure Category, defined by ZONE and R.C. (see Figure 3.3.2) | E.C. | = | III |
|--|------|---|-----|

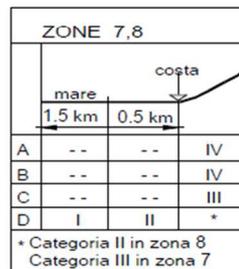
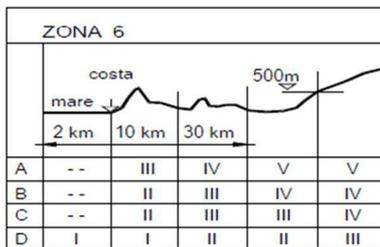
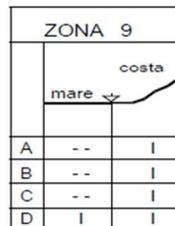
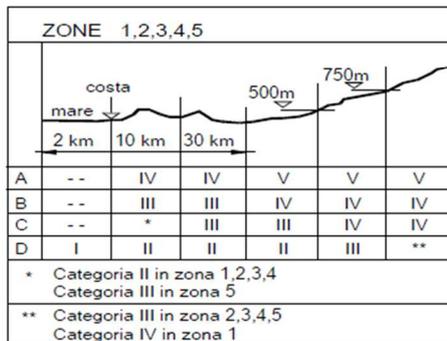


Figura 3.3.2 - Definizione delle categorie di esposizione

Tabella 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

| Categoria di esposizione del sito | k_r | z_0 [m] | z_{min} [m] |
|-----------------------------------|-------|-----------|---------------|
| I | 0,17 | 0,01 | 2 |
| II | 0,19 | 0,05 | 4 |
| III | 0,20 | 0,10 | 5 |
| IV | 0,22 | 0,30 | 8 |
| V | 0,23 | 0,70 | 12 |

| | | | | | |
|--|------------------|---|---------|-------------------|---|
| Coefficients of Exposure Category (E.C.) | k _r | = | 0.200 | | |
| | z ₀ | = | 0.1 | m | |
| | z _{min} | = | 5 | m | |
| aerodynamic coefficient | c _p | = | 1 | | dependent on construction (see re |
| Topography coefficient | c _t | = | 1 | | usually equal to 1 |
| dynamic coefficient | c _d | = | 1 | | usually equal to 1 |
| Wind velocity | V _b | = | 27.0 | m/s | 500 OK n base al valore di a _s |
| Wind velocity | V _b | = | 23.5 | m/s | 500 NO n base al valore di a _s |
| Cinetic Pressure | q _b | = | 455.625 | N/mq | |
| height of construction | H | = | 38 | m | |
| Exposure coefficient for heighth "H" | Ce(H) | = | 3.07 | | |
| Maximum wind pressure (at heighth "H") | W _p | = | 1.40 | kN/m ² | |

6.5 Azione sismica

Il sito dove è ubicata la struttura è riportato nell'immagine di seguito riportata:

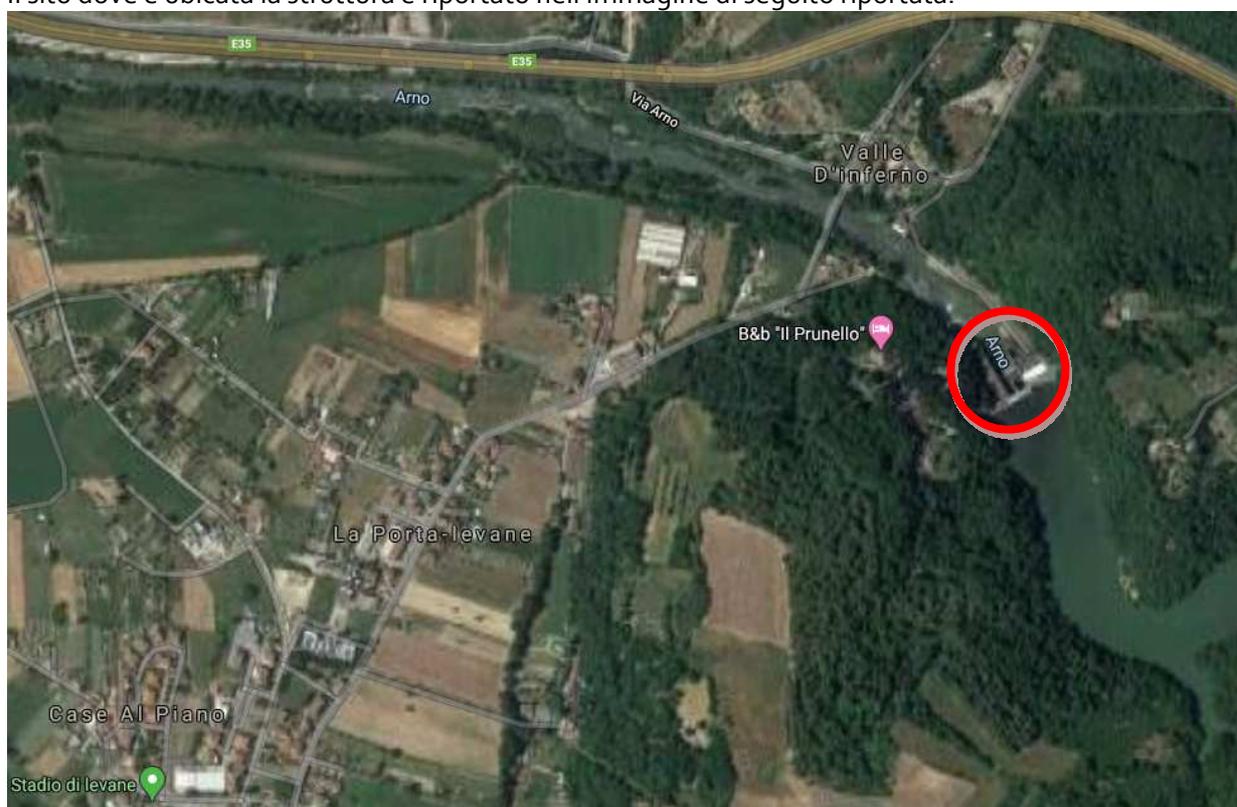


Figura 6-1: Identificazione del sito dove è ubicata la struttura

La struttura oggetto di studio rientra nella classificazione di opere con funzioni pubbliche o strategiche importanti, in riferimento a [4] si adotta:

- Vita nominale opera $V_N=50$ anni
- Classe d'uso IV: $C_U=2.0$
- Periodo di riferimento: $V_R=100$ anni

Pertanto, i tempi di ritorno risultano essere:

- SLO: 60anni
- SLD: 101anni
- SLV: 949 anni
- SLC: 1950 anni

Trattandosi di opere strategiche le verifiche si devono effettuare a:

- SLU corrispondente allo SLV (nei confronti della resistenza);
- SLE corrispondente allo SLO (nei confronti della rigidezza) e allo SLD (nei confronti della resistenza).

Si riportano pertanto i diagrammi degli spettri di risposta elastici agli stati limite SLO, SLD, SLV e SLC da considerare per le verifiche; è stato utilizzato un fattore di comportamento "q" pari a 1.50 coerentemente con le calcolazioni eseguite sul corpo diga.

Si evidenzia che per il caso specifico, lo spettro di progetto allo SLV (assumendo $q=1.50$) involuppa quello elastico allo SLD pertanto si procederà con le sole verifiche allo SLV.

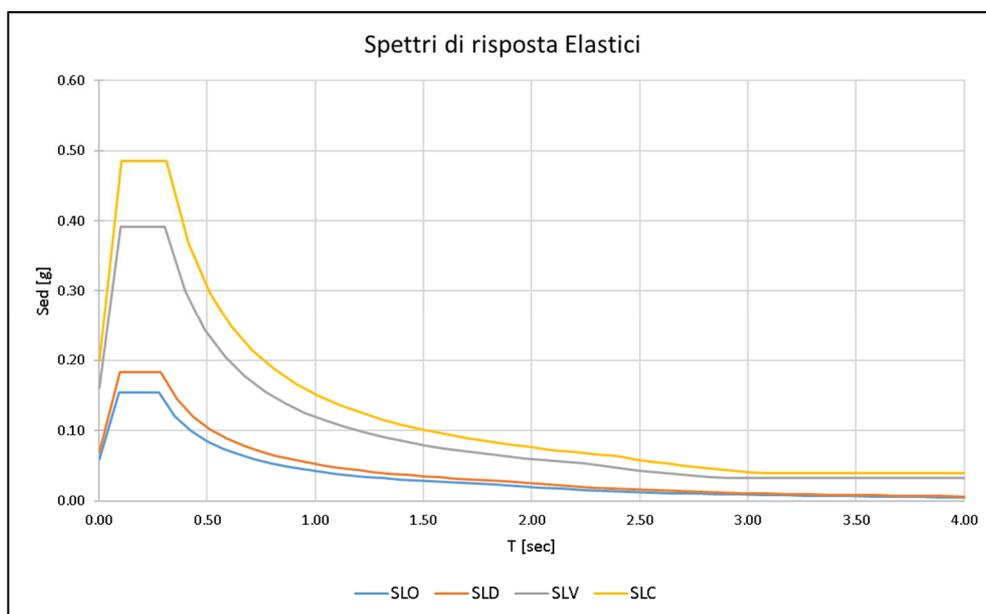


Figura 6-2: Spettri di risposta elastici

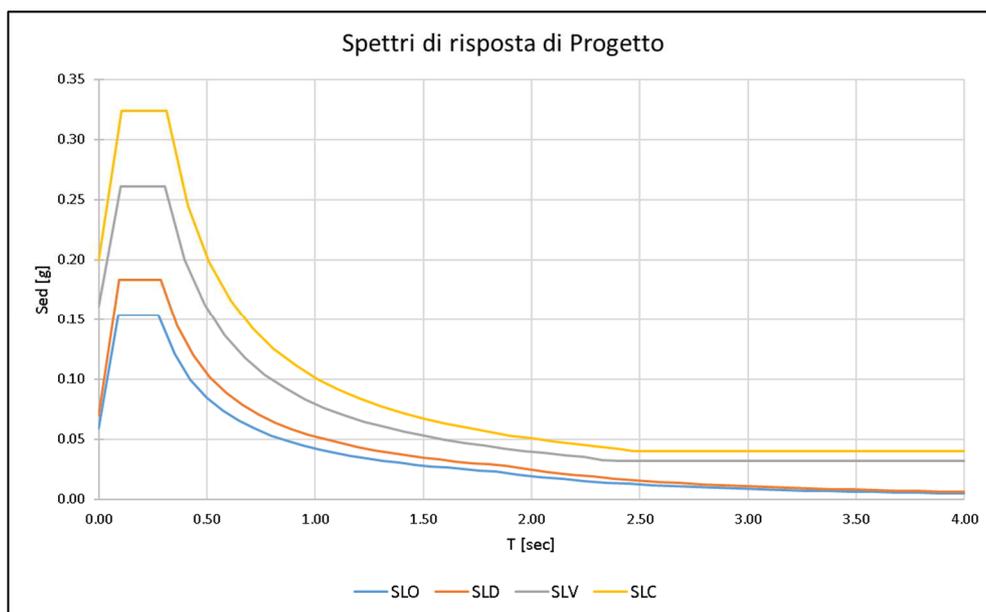


Figura 6-3: Spettri di risposta di progetto (con $q=1.50$).

7 ANALISI STRUTTURALE

Al fine di valutare nel modo più realistico possibile (o al più in modo conservativo) il comportamento dinamico della struttura (i.e. scala a chiocciola) che è situata in sommità alla pila della diga sulla destra orografica è stato sviluppato un modello di calcolo ad elementi finiti globale (i.e. pila della diga e scala oggetto di verifica). Gli elementi finiti tridimensionali costituenti il modello di calcolo sono del tipo "beam" e di tipo "plate". I modelli sono stati sviluppati con il software di calcolo MIDAS GEN 2020 (vedere allegato per la descrizione dello stesso).

Nei successivi paragrafi sono descritte in dettaglio tutte le ipotesi poste alla base delle analisi sviluppate.

7.1 Descrizione del modello di calcolo

Nelle successive immagini si riportano alcune viste del FEM.

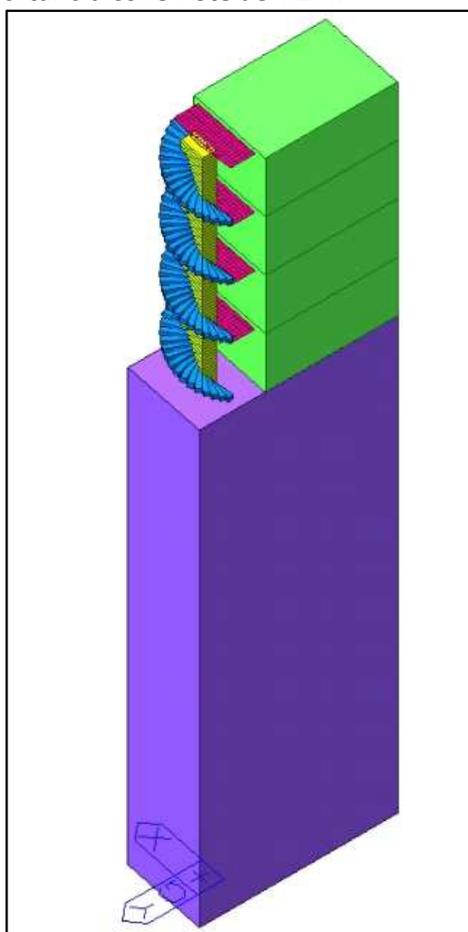


Figura 7-1: Vista assometrica modello globale

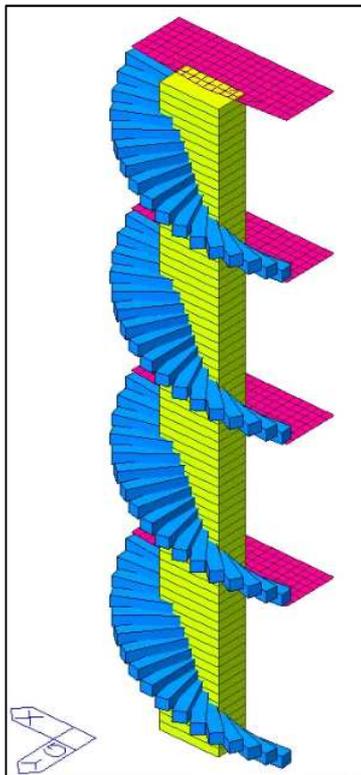


Figura 7-2: Vista assometrica scala a chiocciola del modello globale

7.1.1 Geometria del modello

Nel presente paragrafo vengono mostrate le sezioni assegnate agli elementi beam, e gli spessori assegnati agli elementi plate:

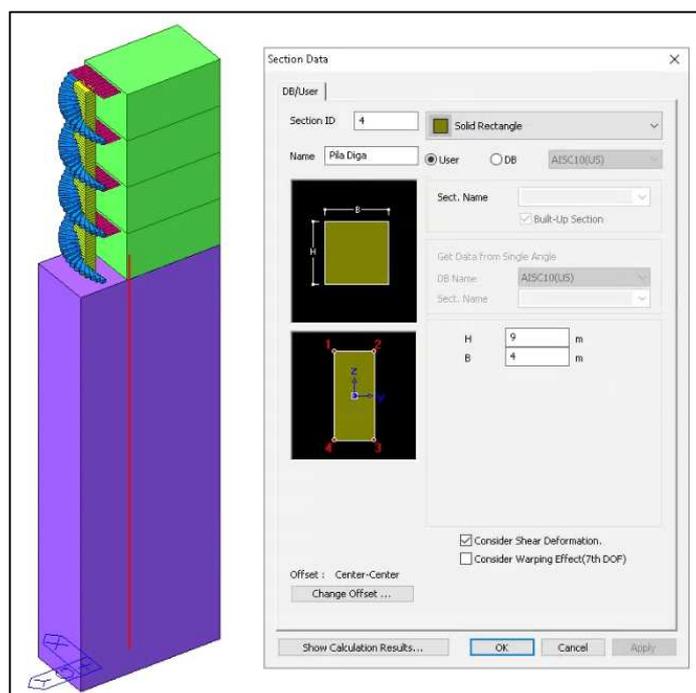


Figura 7-3: Identificazione sezione pila della diga in destra orografica 400x900H [cm]

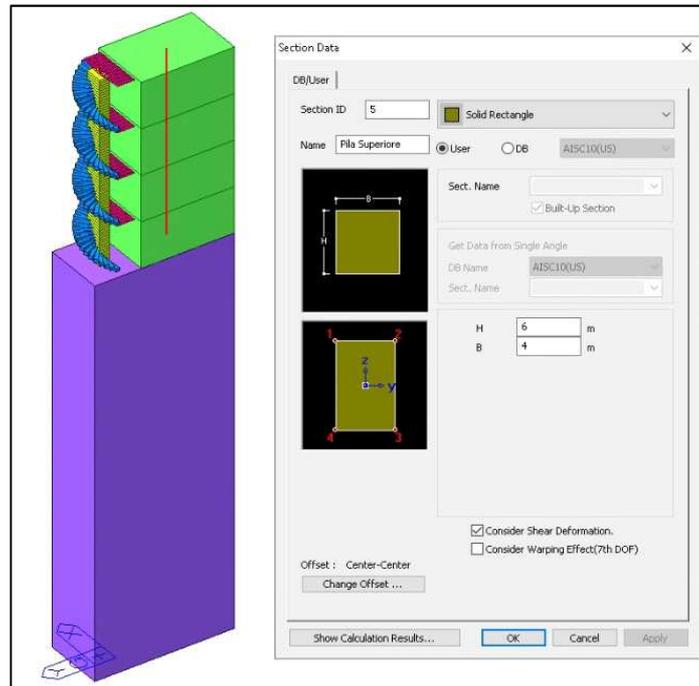


Figura 7-4: Identificazione sezione pila (parte superiore) della diga in destra orografica $400 \times 600H$ [cm]

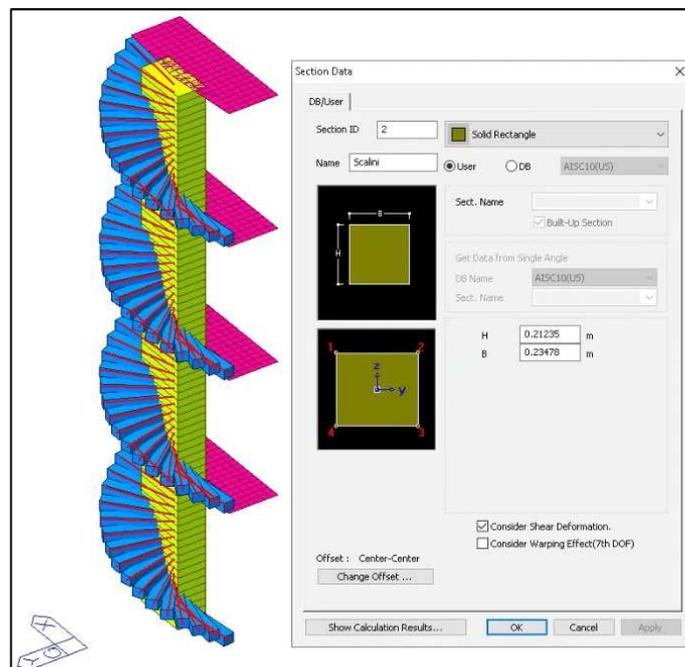


Figura 7-5: Identificazione sezione equivalente scalino $21.24 \times 23.48H$ [cm]

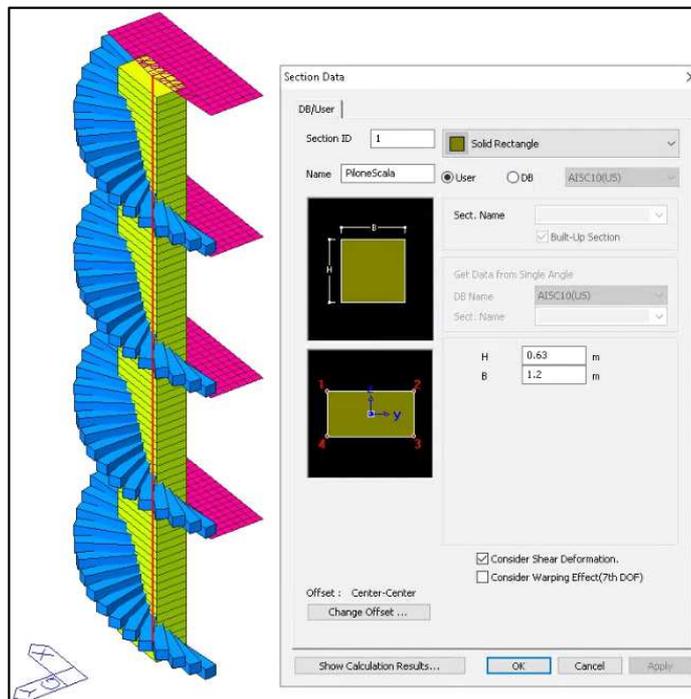


Figura 7-6: Identificazione sezione equivalente pilastro centrale scala 120x63H [cm]. Tale approssimazione è ritenuta accettabile ai fini dell'analisi strutturale.

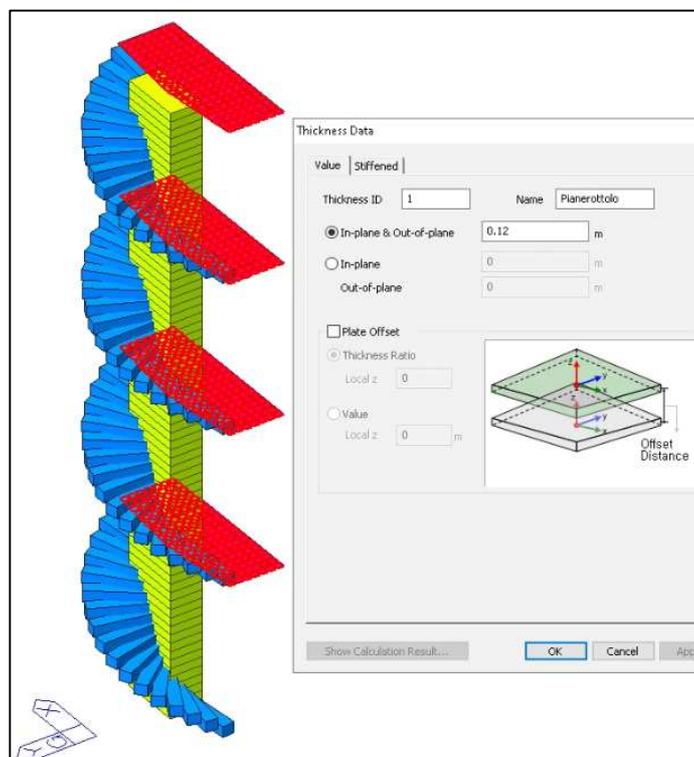


Figura 7-7: Identificazione pianerottoli scala sp.12.o [cm]

7.1.2 **Vincoli**

L'intera struttura è vincolata alla base della pila mediante un vincolo di incastro perfetto. Nelle seguenti immagini sono evidenziati i vincoli applicati (incastro identificato mediante bollino verde).

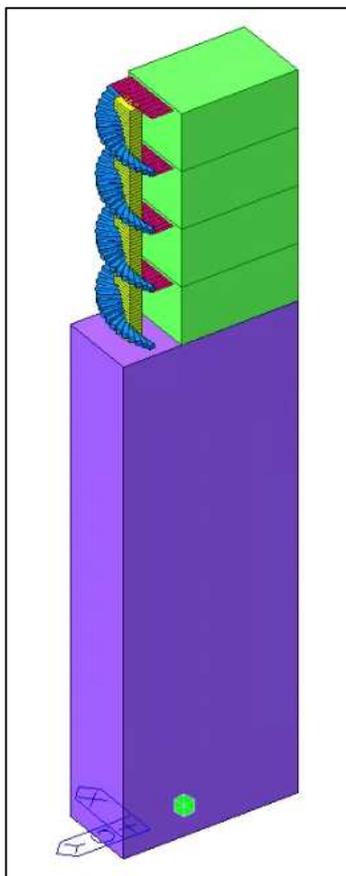


Figura 7-8: Cerniere traslazionali in direzione x e y

Gli elementi strutturali della scala (i.e. pianerottoli e colonna centrale) sono vincolati agli elementi beam identificativi della pila tramite elementi fittizi a rigidità elevata chiamati anche “



Matteo Bruni

”. Nel seguito una immagine degli elementi rigidi di connessione.

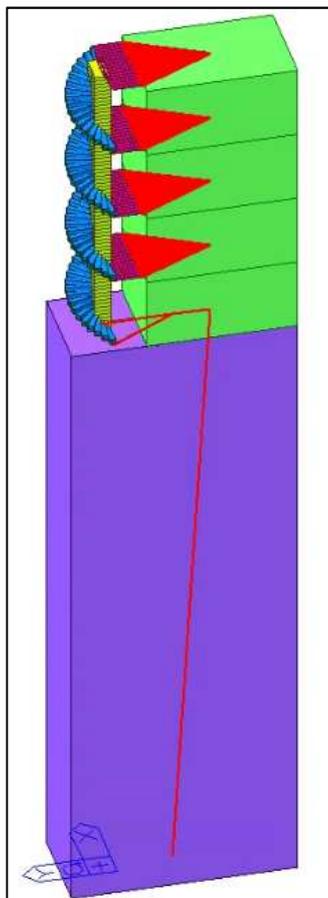


Figura 7-9: Elementi rigidi di collegamento "rigid link"

7.1.3 Condizioni di carico statico

Nel presente paragrafo sono descritte le condizioni di carico previste nei modelli FEM in accordo con quanto riportato nel capitolo 5.3.1..

Il peso proprio delle parti modellate genera delle azioni che sono calcolate in automatico dal programma agli elementi finiti (in funzione della geometria e del peso specifico dei vari elementi modellati).

Nelle successive immagini sono raffigurati gli altri carichi considerati.

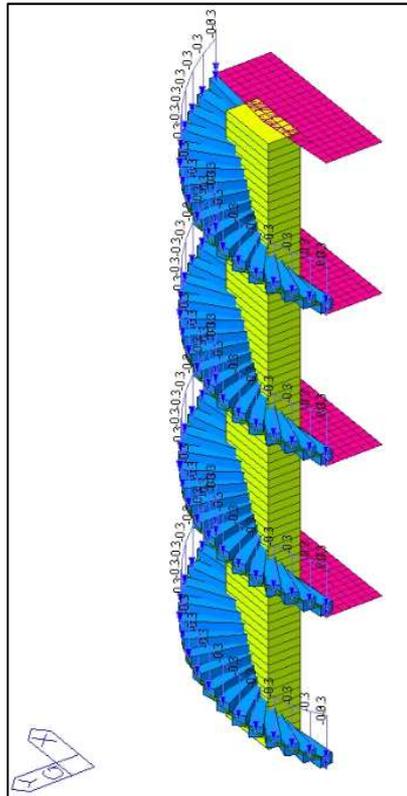


Figura 7-10: Caso di carico: G2 (peso proprio parapetto) [kN/m]

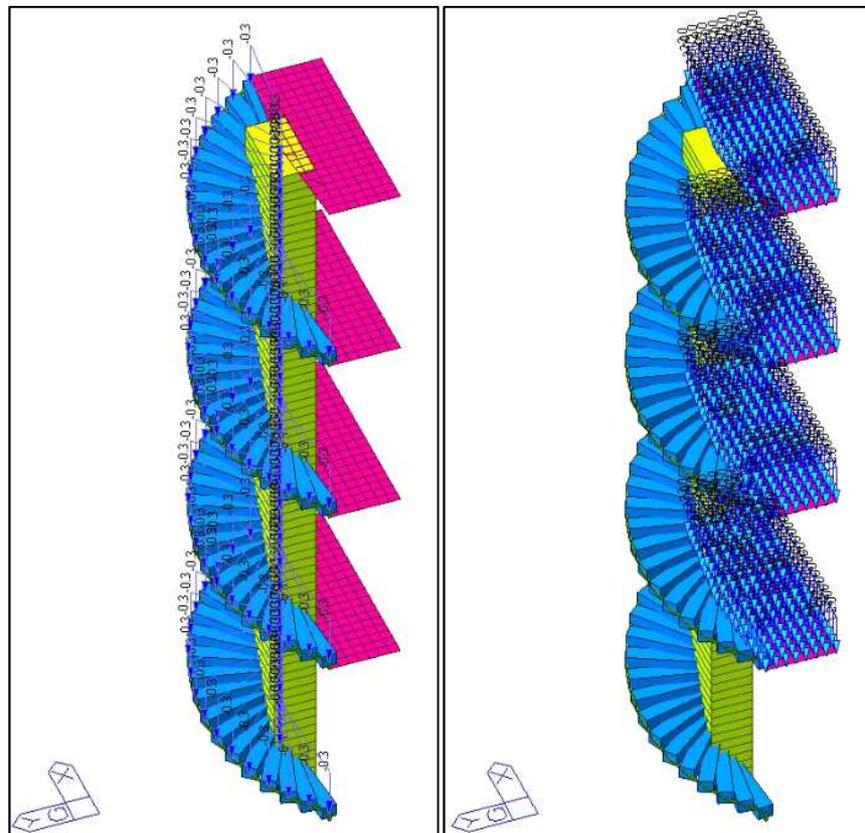


Figura 7-11: Caso di carico: Q (carico variabile) su scalini [kN/m] e pianerottoli [kN/m²]

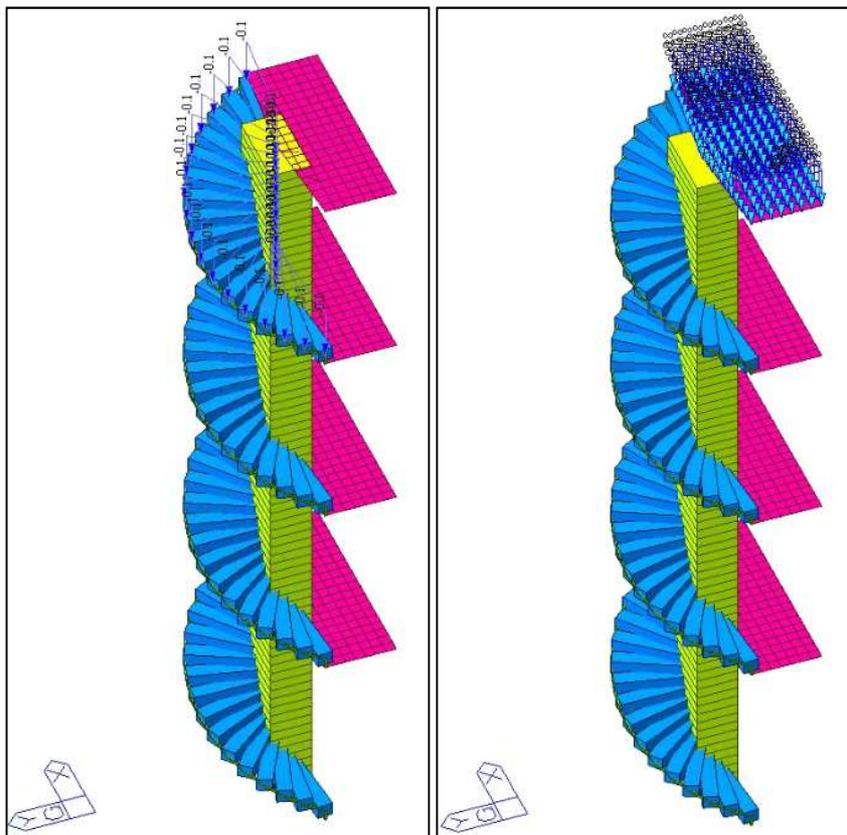


Figura 7-12: Caso di carico: N (carico da neve) su scalini [kN/m] e pianerottoli [kN/m²]

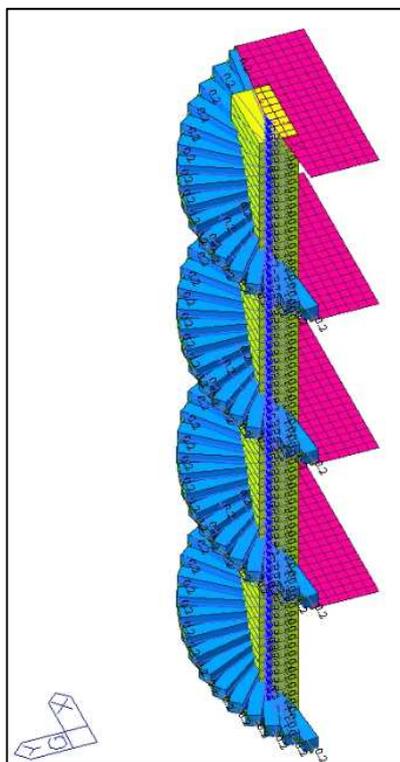


Figura 7-13: Caso di carico: Vx+ (carico da vento in direzione X positiva) su scalini e pilastro centrale [kN/m]

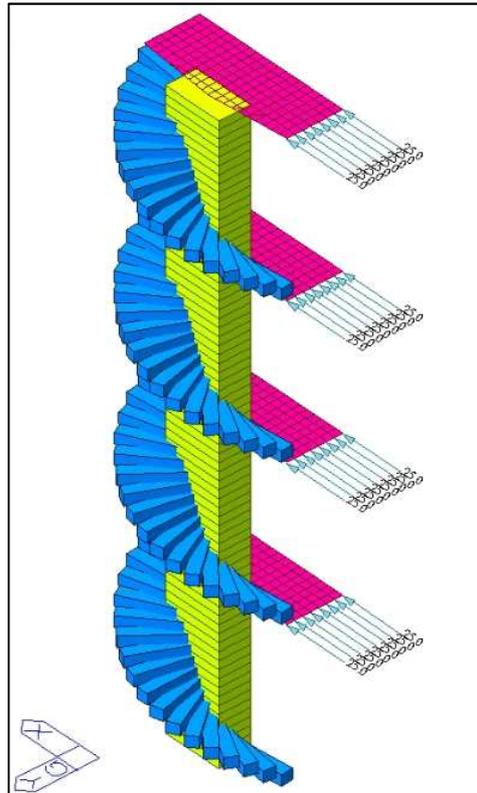


Figura 7-14: Caso di carico: V_{x+} (carico da vento in direzione X positiva) su pianerottoli [N] -Nodal load

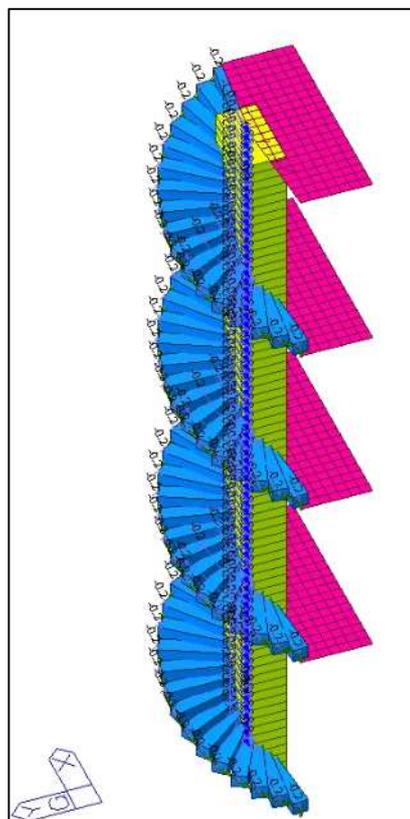


Figura 7-15: Caso di carico: V_{x-} (carico da vento in direzione X negativa) su scalini e pilastro centrale[kN/m]

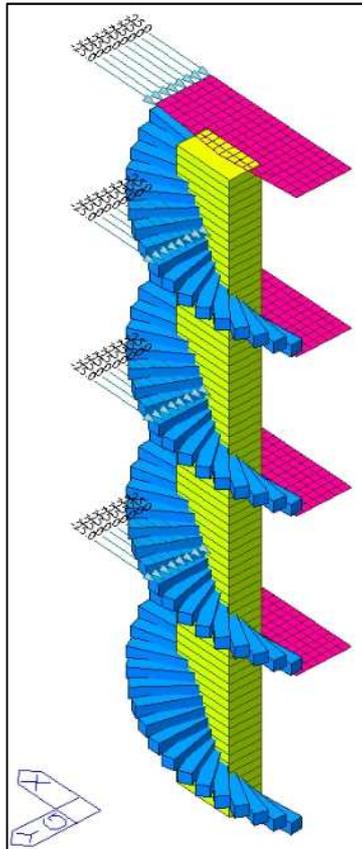


Figura 7-16: Caso di carico: V_x - (carico da vento in direzione X negativa) su pianerottoli [N]

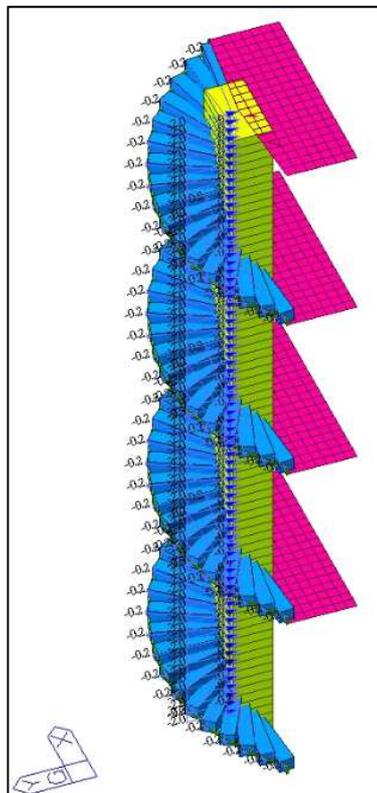


Figura 7-17: Caso di carico: V_y - (carico da vento in direzione Y negativa) su scalini e pilastro centrale[kN/m]

7.1.4 Combinazioni di carico

In accordo con il § 2.5.3 di [4] sono determinate le seguenti combinazioni di carico per il modello lineare:

- SLU (1÷18): Combinazioni allo SLU dove sono presenti i carichi "statici". L'inviluppo di queste è la combinazione denominata "ENVSLU".
- SLE (1÷9): Combinazioni allo SLE dove sono presenti i carichi "statici". L'inviluppo di queste è la combinazione denominata "ENVSLE".
- SLV (1÷8): Combinazioni allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita dove sono presenti i carichi "sismici". L'inviluppo di queste è la combinazione denominata "ENVSLV".
- SLD (1÷8): Combinazioni allo Stato Limite di Danno dove sono presenti i carichi "sismici". L'inviluppo di queste è la combinazione denominata "ENVSLD".
- SLO (1÷8): Combinazioni allo Stato Limite di Operabilità dove sono presenti i carichi "sismici". L'inviluppo di queste è la combinazione denominata "ENVSLO".

Di seguito si riportano i valori tabellati.

| Name | Active | Type | G1(ST) | G2(ST) | Q(ST) | N(ST) | Vx+(ST) | Vx-(ST) | Vy-(ST) |
|-------|--------|------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|
| SLU1 | Active | Add | 1.0000 | 1.0000 | 1.5000 | 0.7500 | 0.9000 | | |
| SLU2 | Active | Add | 1.0000 | 1.0000 | 1.5000 | 0.7500 | | 0.9000 | |
| SLU3 | Active | Add | 1.0000 | 1.0000 | 1.5000 | 0.7500 | | | 0.9000 |
| SLU4 | Active | Add | 1.0000 | 1.0000 | 1.0500 | 1.5000 | 0.9000 | | |
| SLU5 | Active | Add | 1.0000 | 1.0000 | 1.0500 | 1.5000 | | 0.9000 | |
| SLU6 | Active | Add | 1.0000 | 1.0000 | 1.0500 | 1.5000 | | | 0.9000 |
| SLU7 | Active | Add | 1.0000 | 1.0000 | 1.0500 | 0.7500 | 1.5000 | | |
| SLU8 | Active | Add | 1.0000 | 1.0000 | 1.0500 | 0.7500 | | 1.5000 | |
| SLU9 | Active | Add | 1.0000 | 1.0000 | 1.0500 | 0.7500 | | | 1.5000 |
| SLU10 | Active | Add | 1.3000 | 1.3000 | 1.5000 | 0.7500 | 0.9000 | | |
| SLU11 | Active | Add | 1.3000 | 1.3000 | 1.5000 | 0.7500 | | 0.9000 | |
| SLU12 | Active | Add | 1.3000 | 1.3000 | 1.5000 | 0.7500 | | | 0.9000 |
| SLU13 | Active | Add | 1.3000 | 1.3000 | 1.0500 | 1.5000 | 0.9000 | | |
| SLU14 | Active | Add | 1.3000 | 1.3000 | 1.0500 | 1.5000 | | 0.9000 | |
| SLU15 | Active | Add | 1.3000 | 1.3000 | 1.0500 | 1.5000 | | | 0.9000 |
| SLU16 | Active | Add | 1.3000 | 1.3000 | 1.0500 | 0.7500 | 1.5000 | | |
| SLU17 | Active | Add | 1.3000 | 1.3000 | 1.0500 | 0.7500 | | 1.5000 | |
| SLU18 | Active | Add | 1.3000 | 1.3000 | 1.0500 | 0.7500 | | | 1.5000 |

| Name | Active | Type | G1(ST) | G2(ST) | Q(ST) | N(ST) | Vx+(ST) | Vx-(ST) | Vy-(ST) |
|------|--------|------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|
| SLE1 | Active | Add | 1.0000 | 1.0000 | 1.0000 | 0.5000 | 0.6000 | | |
| SLE2 | Active | Add | 1.0000 | 1.0000 | 1.0000 | 0.5000 | | 0.6000 | |
| SLE3 | Active | Add | 1.0000 | 1.0000 | 1.0000 | 0.5000 | | | 0.6000 |
| SLE4 | Active | Add | 1.0000 | 1.0000 | 0.7000 | 1.0000 | 0.6000 | | |
| SLE5 | Active | Add | 1.0000 | 1.0000 | 0.7000 | 1.0000 | | 0.6000 | |
| SLE6 | Active | Add | 1.0000 | 1.0000 | 0.7000 | 1.0000 | | | 0.6000 |
| SLE7 | Active | Add | 1.0000 | 1.0000 | 0.7000 | 0.5000 | 1.0000 | | |
| SLE8 | Active | Add | 1.0000 | 1.0000 | 0.7000 | 0.5000 | | 1.0000 | |
| SLE9 | Active | Add | 1.0000 | 1.0000 | 0.7000 | 0.5000 | | | 1.0000 |

| Name | Active | Type | G1(ST) | G2(ST) | Q(ST) | N(ST) | Vx+(ST) | Vx-(ST) | Vy-(ST) | SLOx(RS) | SLOy(RS) |
|------|--------|------|--------|--------|-------|-------|---------|---------|---------|----------|----------|
| SLO1 | Active | Add | 1.0000 | 1.0000 | 0.700 | | | | | 1.0000 | -0.3000 |
| SLO2 | Active | Add | 1.0000 | 1.0000 | 0.700 | | | | | 1.0000 | 0.3000 |
| SLO3 | Active | Add | 1.0000 | 1.0000 | 0.700 | | | | | -1.0000 | 0.3000 |
| SLO4 | Active | Add | 1.0000 | 1.0000 | 0.700 | | | | | -1.0000 | -0.3000 |
| SLO5 | Active | Add | 1.0000 | 1.0000 | 0.700 | | | | | -0.3000 | 1.0000 |
| SLO6 | Active | Add | 1.0000 | 1.0000 | 0.700 | | | | | 0.3000 | 1.0000 |
| SLO7 | Active | Add | 1.0000 | 1.0000 | 0.700 | | | | | 0.3000 | -1.0000 |
| SLO8 | Active | Add | 1.0000 | 1.0000 | 0.700 | | | | | -0.3000 | -1.0000 |

| Name | Active | Type | G1(ST) | G2(ST) | Q(ST) | N(ST) | Vx+(ST) | Vx-(ST) | Vy-(ST) | SLDx(RS) | SLDy(RS) | SLVx(RS) | SLVy(RS) |
|------|--------|------|--------|--------|-------|-------|---------|---------|---------|----------|----------|----------|----------|
| SLD1 | Active | Add | 1.0000 | 1.0000 | 0.700 | | | | | 1.0000 | -0.3000 | | |
| SLD2 | Active | Add | 1.0000 | 1.0000 | 0.700 | | | | | 1.0000 | 0.3000 | | |
| SLD3 | Active | Add | 1.0000 | 1.0000 | 0.700 | | | | | -1.0000 | 0.3000 | | |
| SLD4 | Active | Add | 1.0000 | 1.0000 | 0.700 | | | | | -1.0000 | -0.3000 | | |
| SLD5 | Active | Add | 1.0000 | 1.0000 | 0.700 | | | | | -0.3000 | 1.0000 | | |
| SLD6 | Active | Add | 1.0000 | 1.0000 | 0.700 | | | | | 0.3000 | 1.0000 | | |
| SLD7 | Active | Add | 1.0000 | 1.0000 | 0.700 | | | | | 0.3000 | -1.0000 | | |
| SLD8 | Active | Add | 1.0000 | 1.0000 | 0.700 | | | | | -0.3000 | -1.0000 | | |
| SLV1 | Active | Add | 1.0000 | 1.0000 | 0.700 | | | | | | | 1.0000 | -0.3000 |
| SLV2 | Active | Add | 1.0000 | 1.0000 | 0.700 | | | | | | | 1.0000 | 0.3000 |
| SLV3 | Active | Add | 1.0000 | 1.0000 | 0.700 | | | | | | | -1.0000 | 0.3000 |
| SLV4 | Active | Add | 1.0000 | 1.0000 | 0.700 | | | | | | | -1.0000 | -0.3000 |
| SLV5 | Active | Add | 1.0000 | 1.0000 | 0.700 | | | | | | | -0.3000 | 1.0000 |
| SLV6 | Active | Add | 1.0000 | 1.0000 | 0.700 | | | | | | | 0.3000 | 1.0000 |
| SLV7 | Active | Add | 1.0000 | 1.0000 | 0.700 | | | | | | | 0.3000 | -1.0000 |
| SLV8 | Active | Add | 1.0000 | 1.0000 | 0.700 | | | | | | | -0.3000 | -1.0000 |

7.2 Risultati analisi strutturale

Nel presente paragrafo si riportano i risultati dell'analisi dinamica lineare effettuata sul modello.

7.2.1 Analisi modale

Gli effetti dell'azione sismica sono stati considerati sviluppando un'analisi modale con spettro di risposta. Le masse considerate sono quelle ottenute per conversione dai carichi permanenti descritti precedentemente (i.e. peso proprio della struttura e peso permanenti non strutturali considerati al 100%). Il carico variabile Q è preso in considerazione al 70% perché il coefficiente ψ_2 è pari a 0.7 per questa tipologia di opera.

Sono stati analizzati i primi 10 modi di vibrare che permettono di garantire che la massa modale partecipante cumulata in direzione x, y e z sia superiore all'85%. I risultati di tale analisi sono descritti nelle seguenti tabelle e nelle successive immagini.

| EIGENVALUE ANALYSIS | | | | | |
|---------------------|-----------|-------------|--------|-------------|--|
| Mode No | Frequency | | Period | Tolerance | |
| | (rad/sec) | (cycle/sec) | (sec) | | |
| 1 | 15.0251 | 2.3913 | 0.4182 | 0.0000e+000 | |
| 2 | 24.1267 | 3.8399 | 0.2604 | 0.0000e+000 | |
| 3 | 90.1327 | 14.3451 | 0.0697 | 0.0000e+000 | |
| 4 | 92.8405 | 14.7760 | 0.0677 | 0.0000e+000 | |
| 5 | 127.1484 | 20.2363 | 0.0494 | 0.0000e+000 | |
| 6 | 177.4795 | 28.2467 | 0.0354 | 0.0000e+000 | |
| 7 | 199.5190 | 31.7544 | 0.0315 | 0.0000e+000 | |
| 8 | 206.8696 | 32.9243 | 0.0304 | 0.0000e+000 | |
| 9 | 238.6187 | 37.9774 | 0.0263 | 0.0000e+000 | |
| 10 | 308.4627 | 49.0934 | 0.0204 | 3.3264e-021 | |

| MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT | | | | | | | | | | | | |
|-------------------------------------|---------|---------|---------|---------|---------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Mode No | TRAN-X | | TRAN-Y | | TRAN-Z | | ROTN-X | | ROTN-Y | | ROTN-Z | |
| | MASS(%) | SUM(%) | MASS(%) | SUM(%) | MASS(%) | SUM(%) | MASS(%) | SUM(%) | MASS(%) | SUM(%) | MASS(%) | SUM(%) |
| 1 | 95.4485 | 95.4485 | 0.0001 | 0.0001 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0001 | 0.0001 | 98.3670 | 98.3670 | 1.2416 | 1.2416 |
| 2 | 0.0001 | 95.4485 | 95.5501 | 95.5502 | 0.0000 | 0.0000 | 98.3045 | 98.3045 | 0.0001 | 98.3671 | 0.0000 | 1.2416 |
| 3 | 3.8876 | 99.3361 | 0.0003 | 95.5505 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0001 | 98.3046 | 1.3705 | 99.7375 | 14.0766 | 15.3182 |
| 4 | 0.6085 | 99.9446 | 0.0021 | 95.5526 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0006 | 98.3052 | 0.2303 | 99.9679 | 17.2954 | 32.6135 |
| 5 | 0.0000 | 99.9446 | 4.4014 | 99.9540 | 0.0000 | 0.0000 | 1.6651 | 99.9703 | 0.0000 | 99.9679 | 0.0028 | 32.6163 |
| 6 | 0.0015 | 99.9461 | 0.0000 | 99.9540 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 99.9703 | 0.0006 | 99.9684 | 0.7278 | 33.3442 |
| 7 | 0.0000 | 99.9461 | 0.0001 | 99.9541 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 99.9703 | 0.0000 | 99.9684 | 0.2531 | 33.5973 |
| 8 | 0.0001 | 99.9461 | 0.0000 | 99.9541 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 99.9703 | 0.0000 | 99.9684 | 0.8572 | 34.4545 |
| 9 | 0.0000 | 99.9462 | 0.0000 | 99.9541 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 99.9703 | 0.0001 | 99.9685 | 53.1642 | 87.6187 |
| 10 | 0.0000 | 99.9462 | 0.0007 | 99.9549 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0002 | 99.9706 | 0.0000 | 99.9685 | 0.0002 | 87.6190 |

Si riportano le immagini dei primi due modi di vibrare significativi (i.e. modo 1 in direzione x traslazionale e modo 2 in direzione y traslazionale).

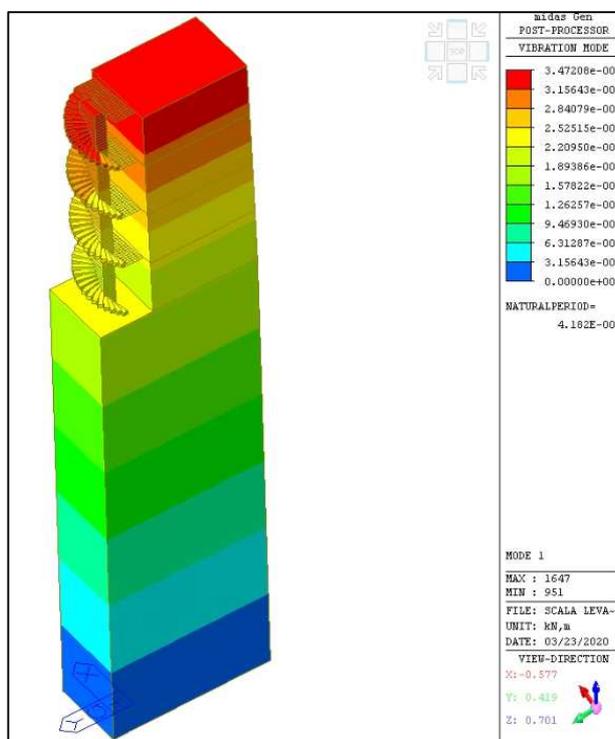


Figura 7-18: Modo di vibrare numero 1 (M.P.M. Dir.X = 95.45%)

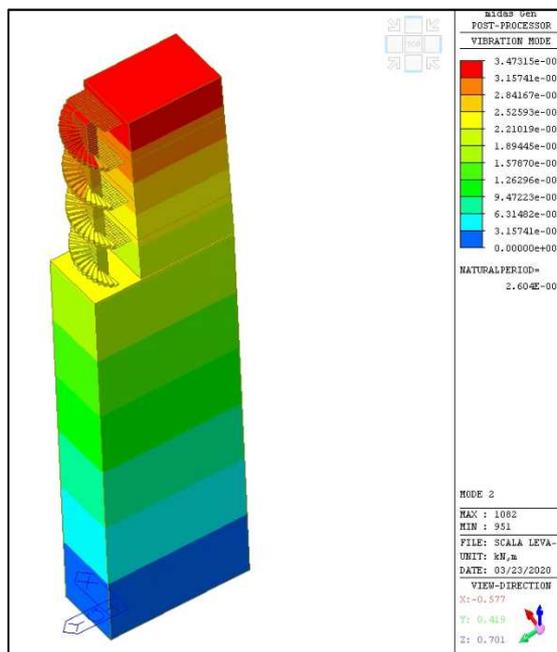


Figura 7-19: Modo di vibrare numero 2 (M.P.M. Dir. Y = 95.55%)

7.2.2 Diagrammi sollecitazioni elementi beam in c.a.

Di seguito si presentano i diagrammi delle sollecitazioni sugli elementi "beam" degli scalini e del pilastro centrale in c.a. in condizioni di carico statico "ENVSLU" e dinamico "ENVSLV".

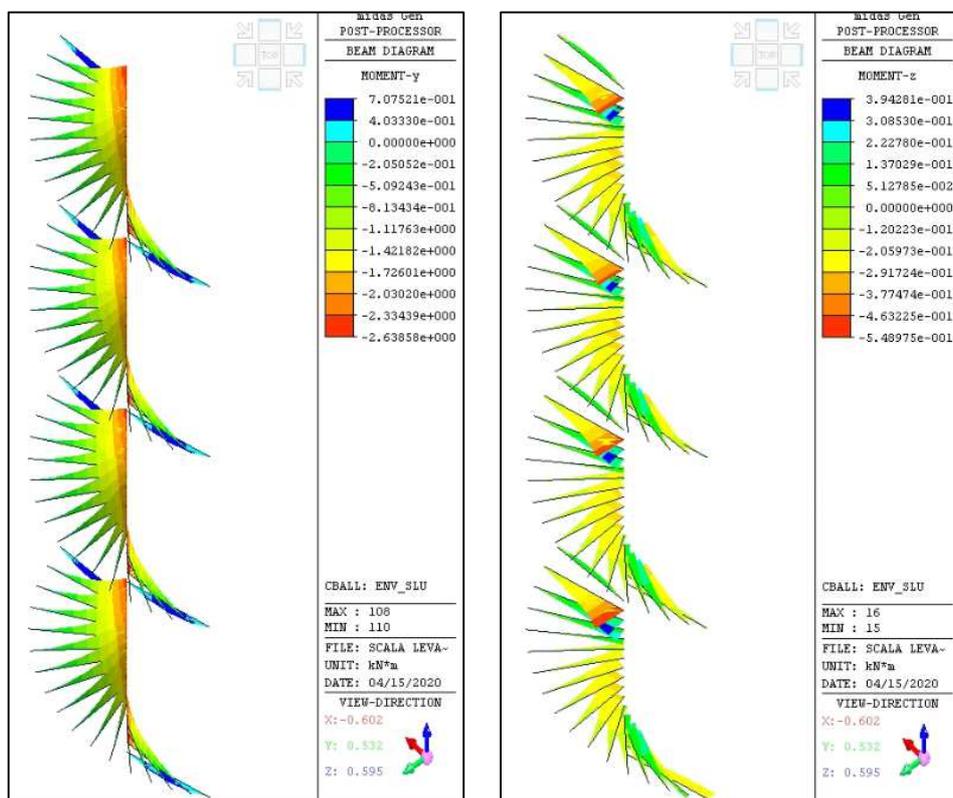


Figura 7-20: "ENVSLU" – Momento flettente My e Mz massimo in valore assoluto [kNm] - Scalini

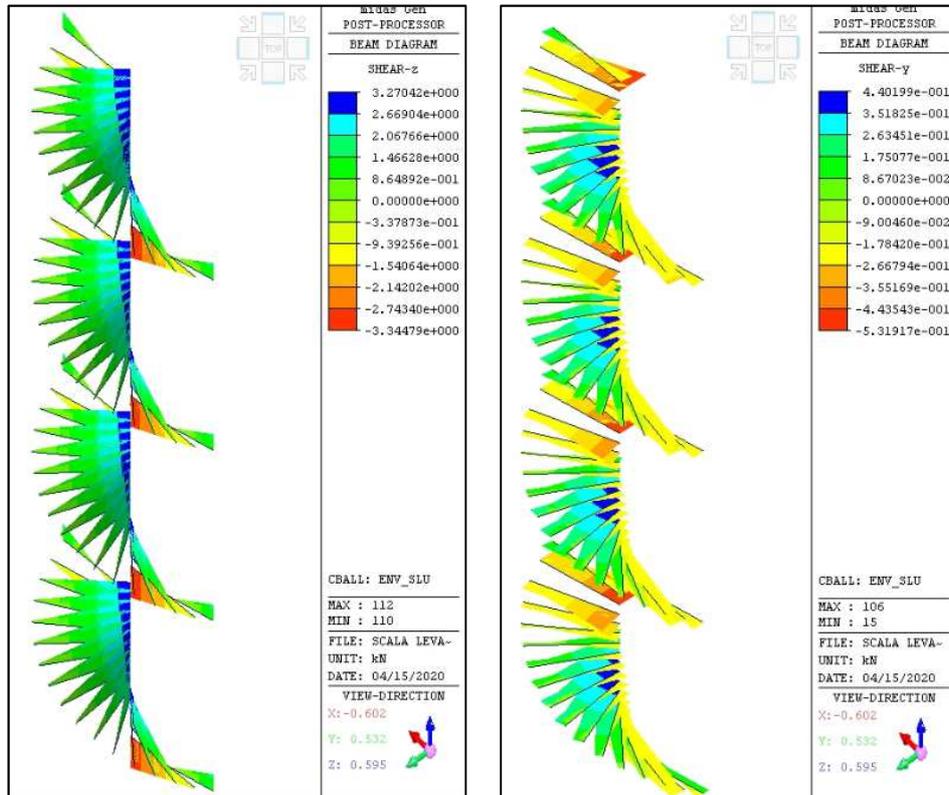


Figura 7-21: "ENVSLU" – Azione tagliante F_z e F_y massima in valore assoluto [kN] - Scalini

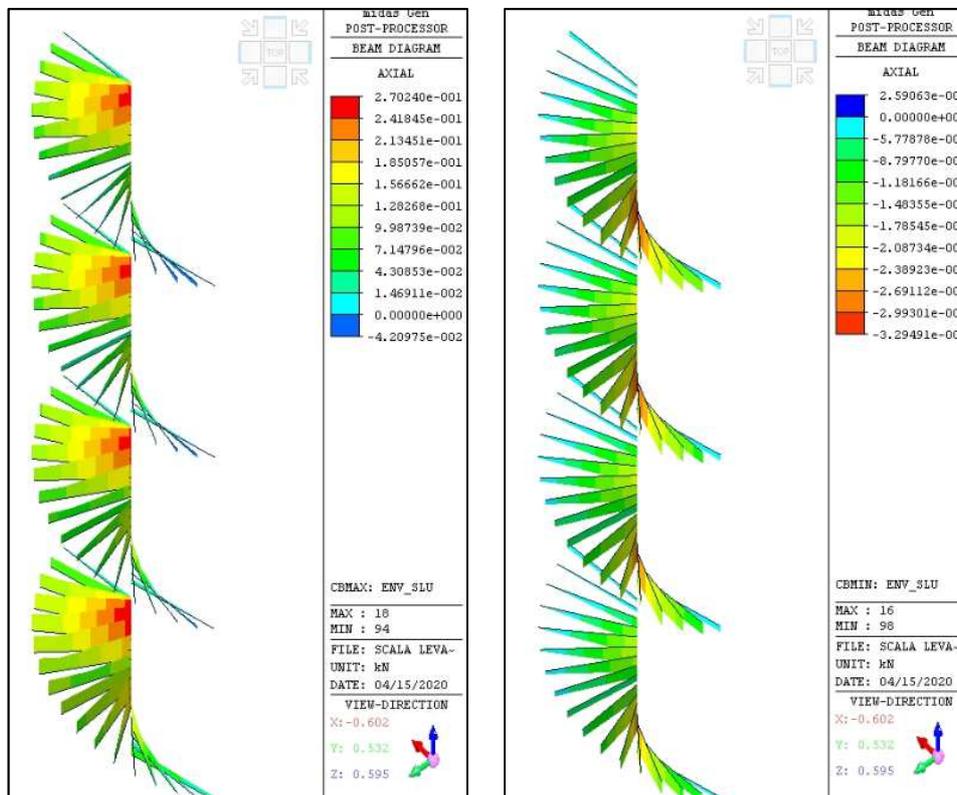


Figura 7-22: "ENVSLU" – Azione assiale F_x massima e minima (positive le trazioni) [kN] - Scalini

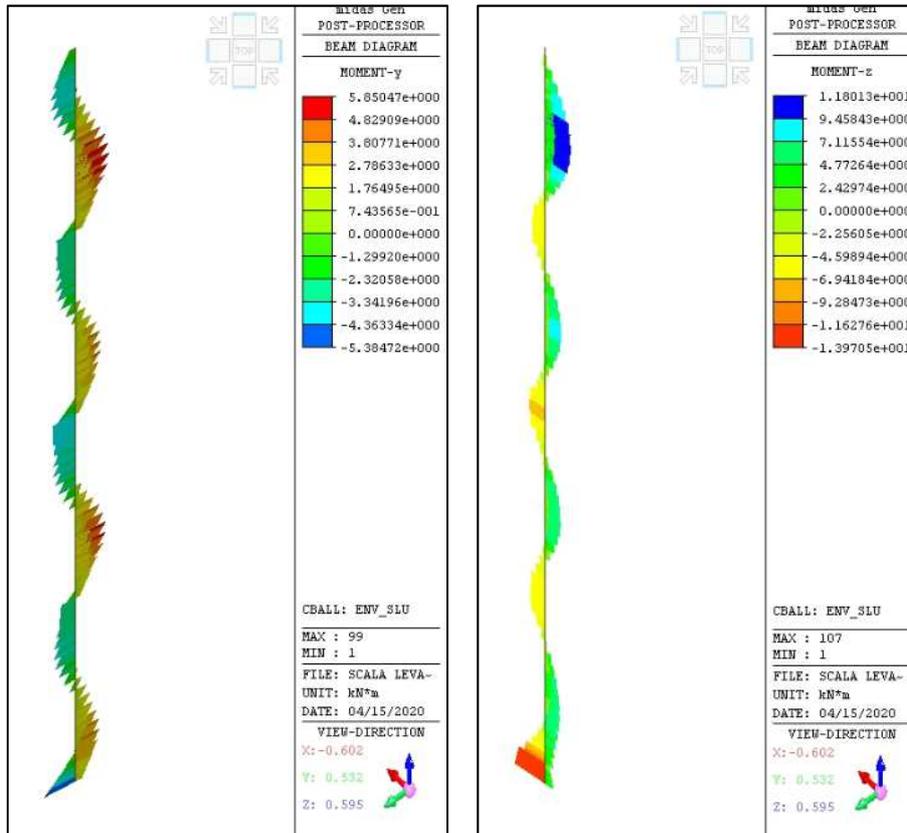


Figura 7-23: "ENVSLU" – Momento flettente M_y e M_z massimo in valore assoluto [kNm] – Pilastro centrale

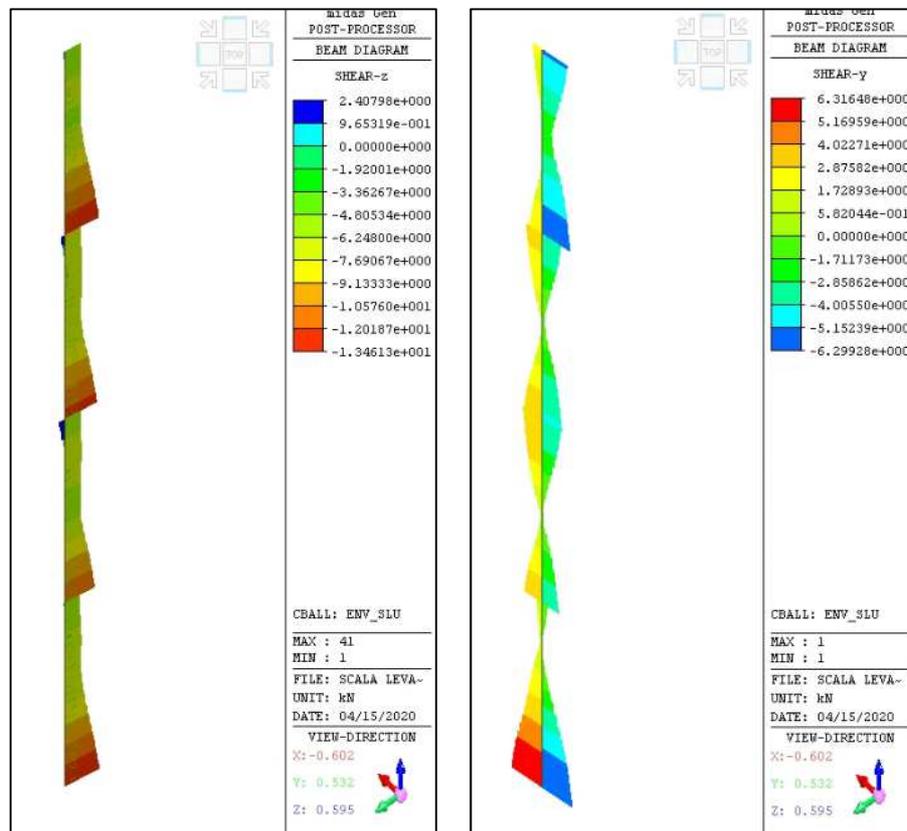


Figura 7-24: "ENVSLU" – Azione tagliante F_z e F_y massima in valore assoluto [kN] - Pilastro centrale

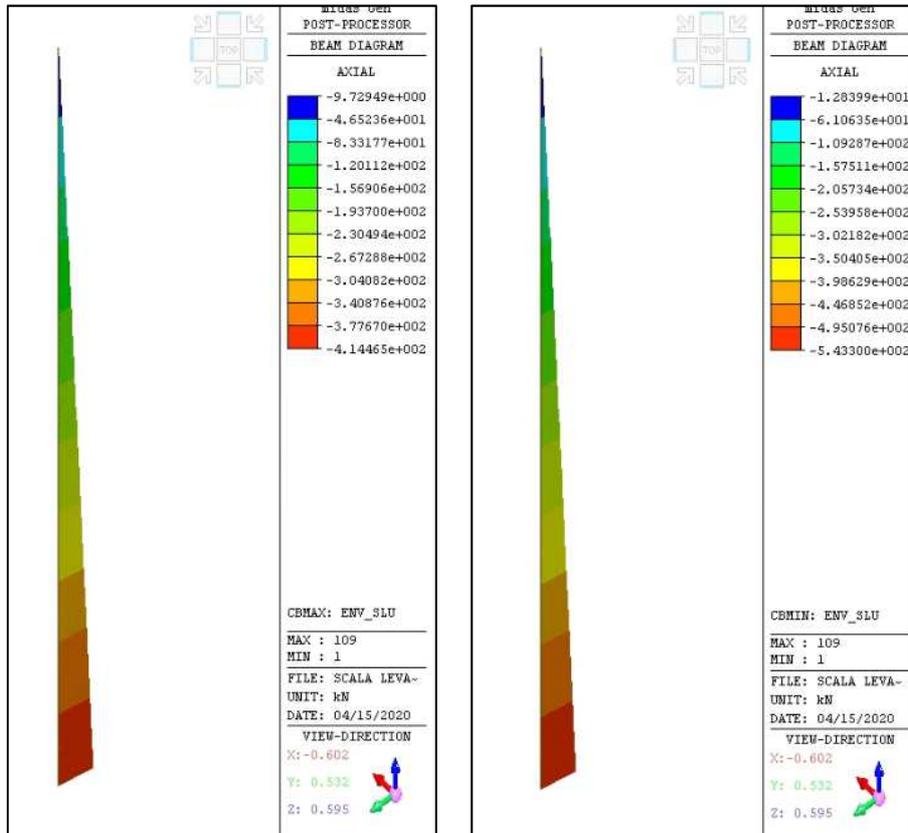


Figura 7-25: "ENVSLU" – Azione assiale F_x massima e minima (positive le trazioni) [kN] - Pilastro centrale

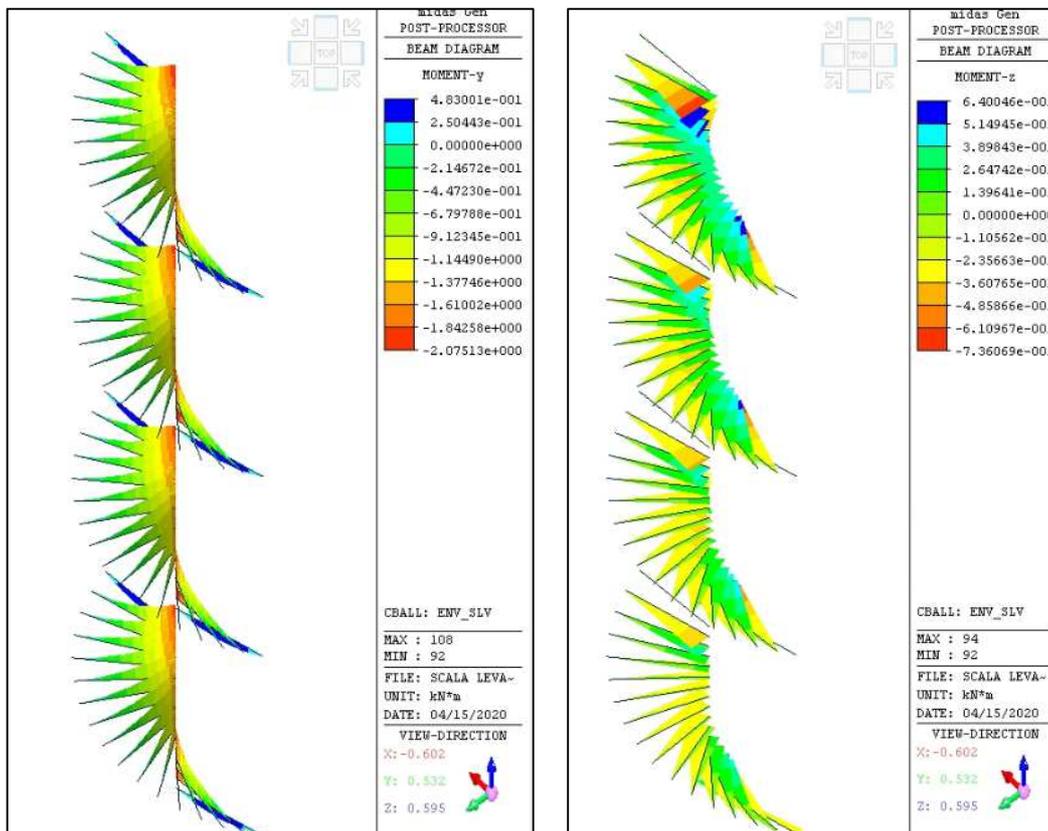


Figura 7-26: "ENVSLV" – Momento flettente M_y e M_z massimo in valore assoluto [kNm] - Scalini

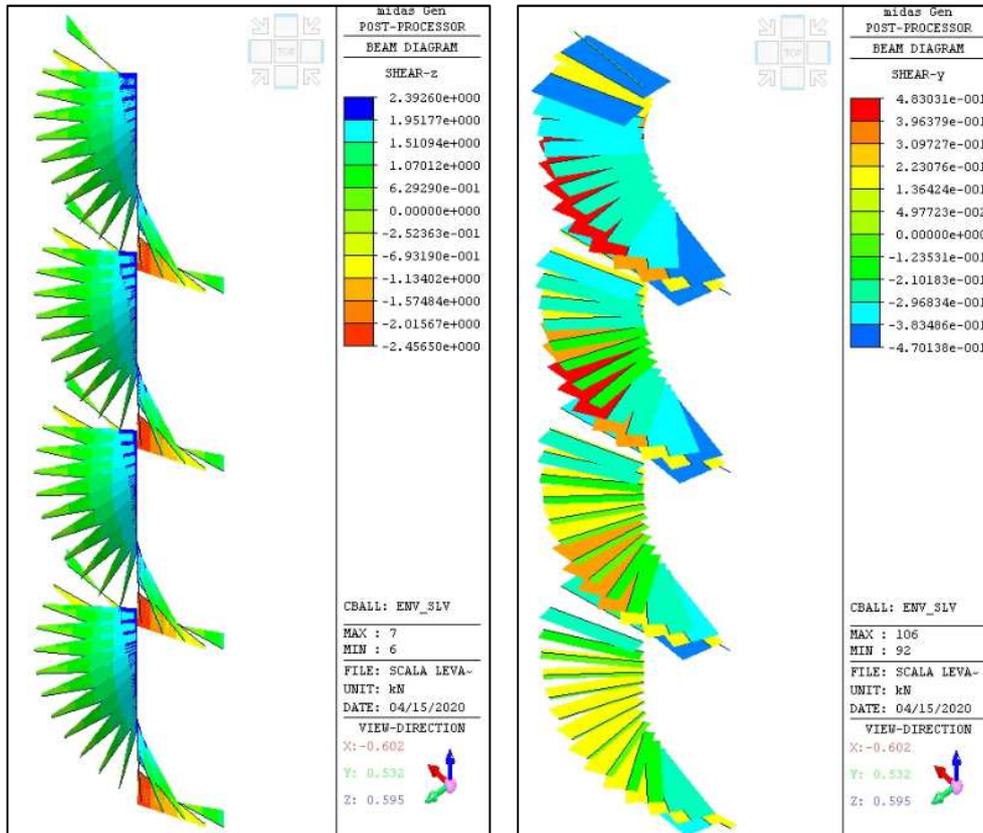


Figura 7-27: "ENVSLV" – Azione tagliante F_z e F_y massima in valore assoluto [kN] - Scalini

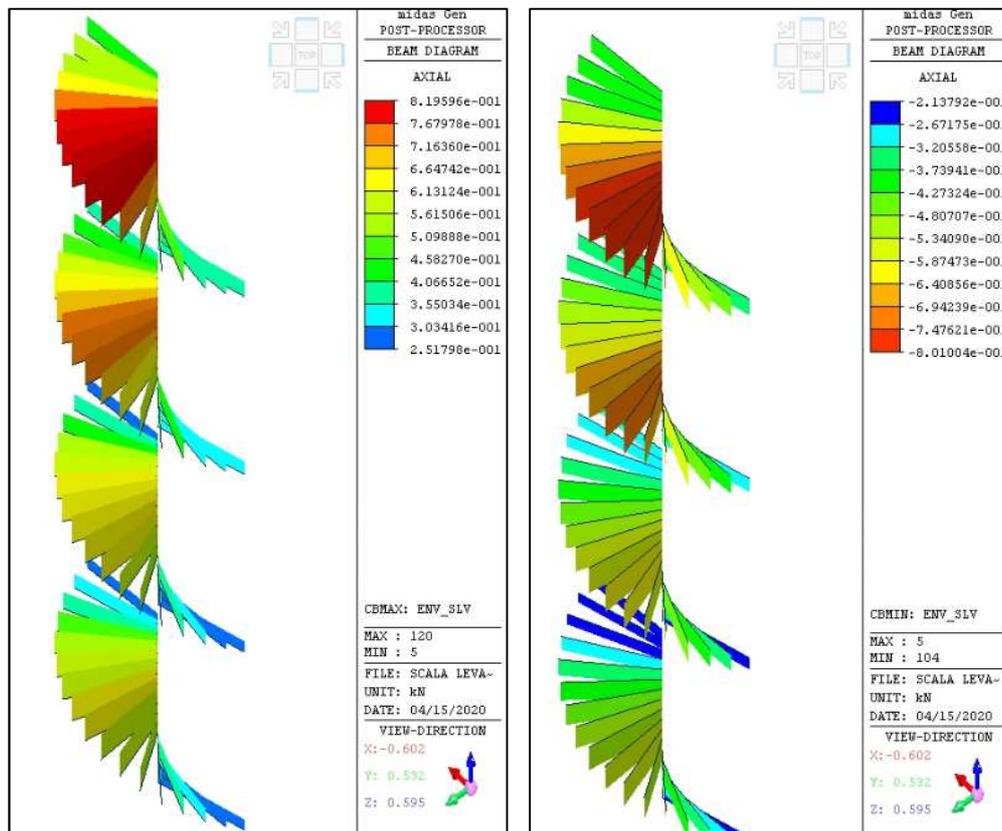


Figura 7-28: "ENVSLV" – Azione assiale F_x massima e minima (positive le trazioni) [kN] – Scalini

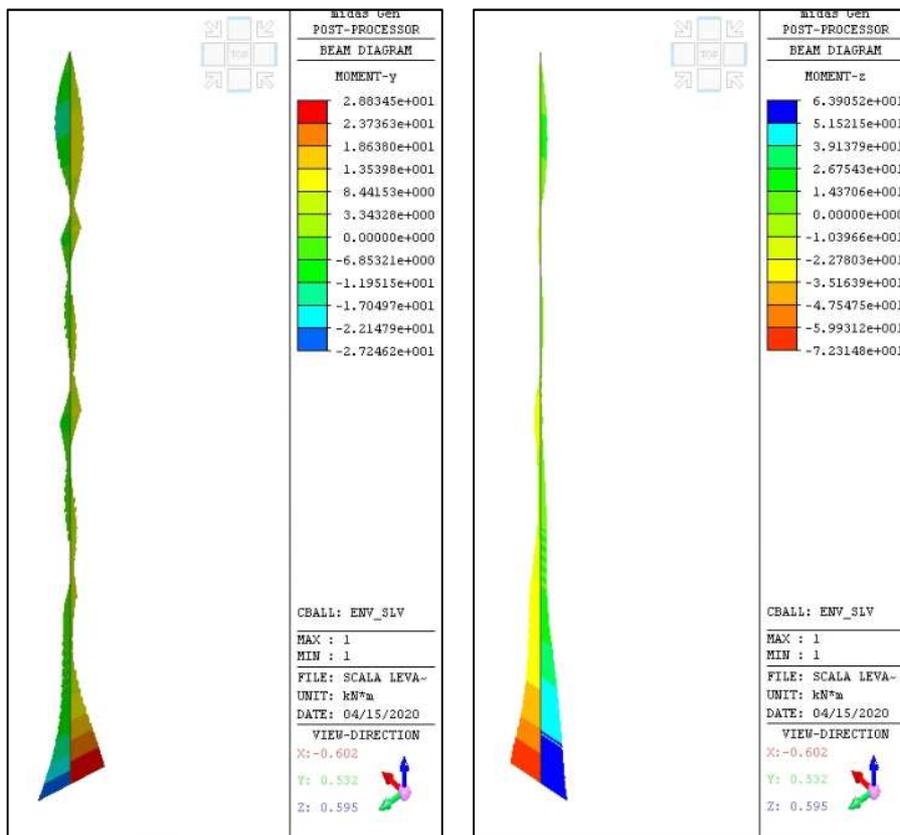


Figura 7-29: "ENVSLV" – Momento flettente M_y e M_z massima in valore assoluto [kNm] - Pilastro centrale

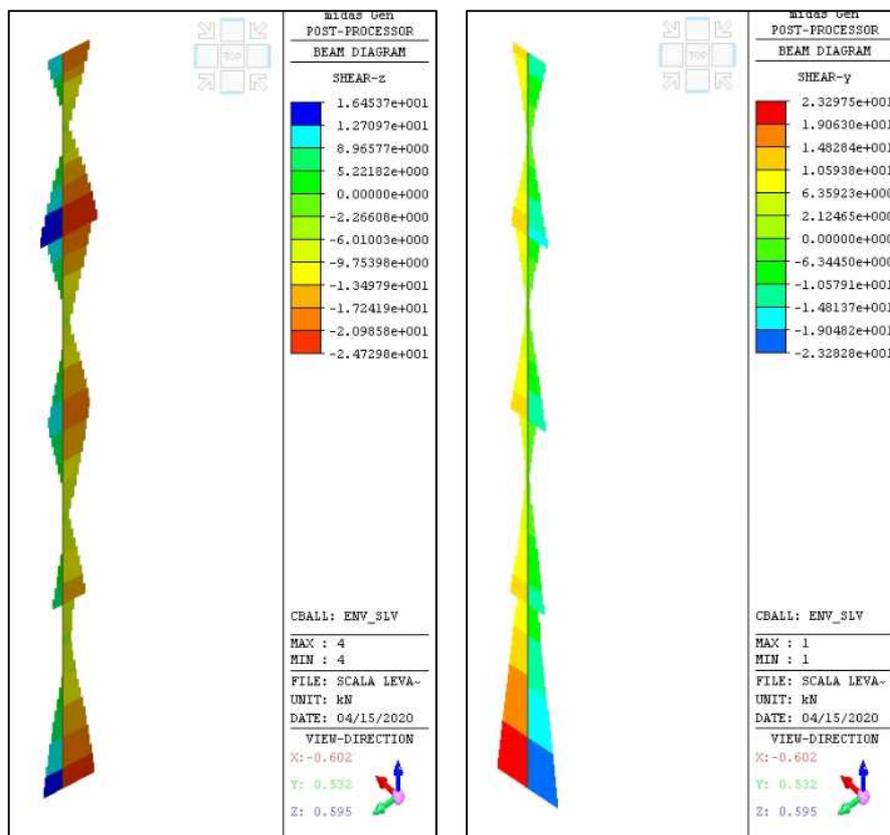


Figura 7-30: "ENVSLV" – Azione tagliante F_z e F_y massima in valore assoluto [kN] - Pilastro centrale

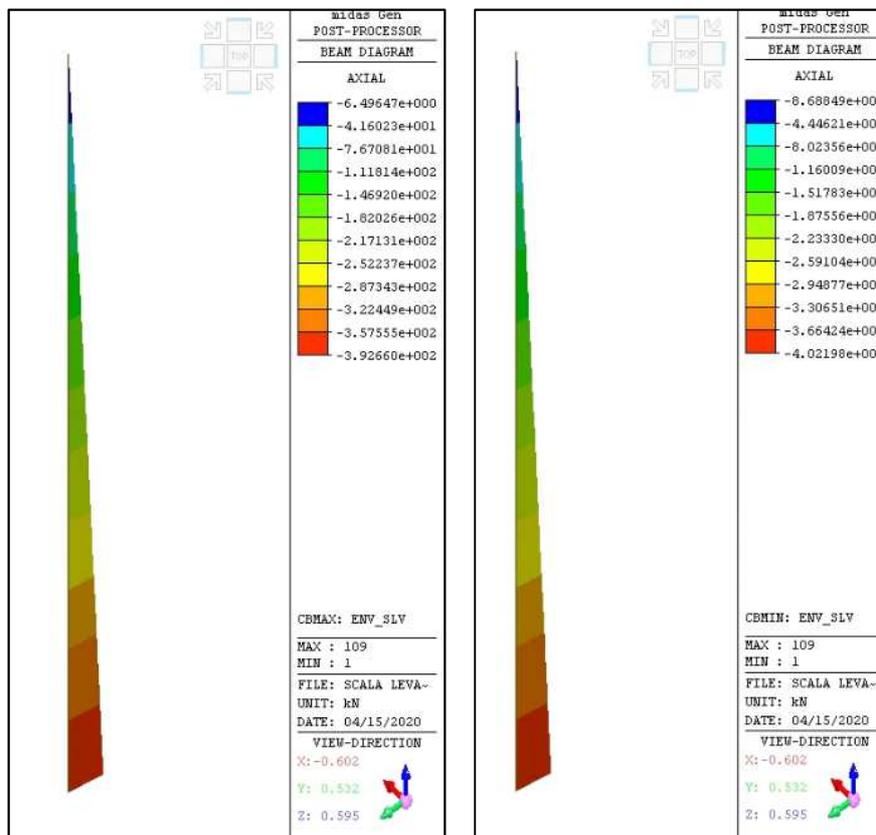


Figura 7-31: "ENVSLV" – Azione assiale F_x massima e minima (positive le trazioni) [kN] - Pilastro centrale

7.2.3 Diagrammi delle sollecitazioni elementi plate in c.a.

Di seguito di presentano i diagrammi delle sollecitazioni sugli elementi "plate" dei pianerottoli in c.a. in condizioni di carico statico "ENVSU" e dinamico "ENVSLV".

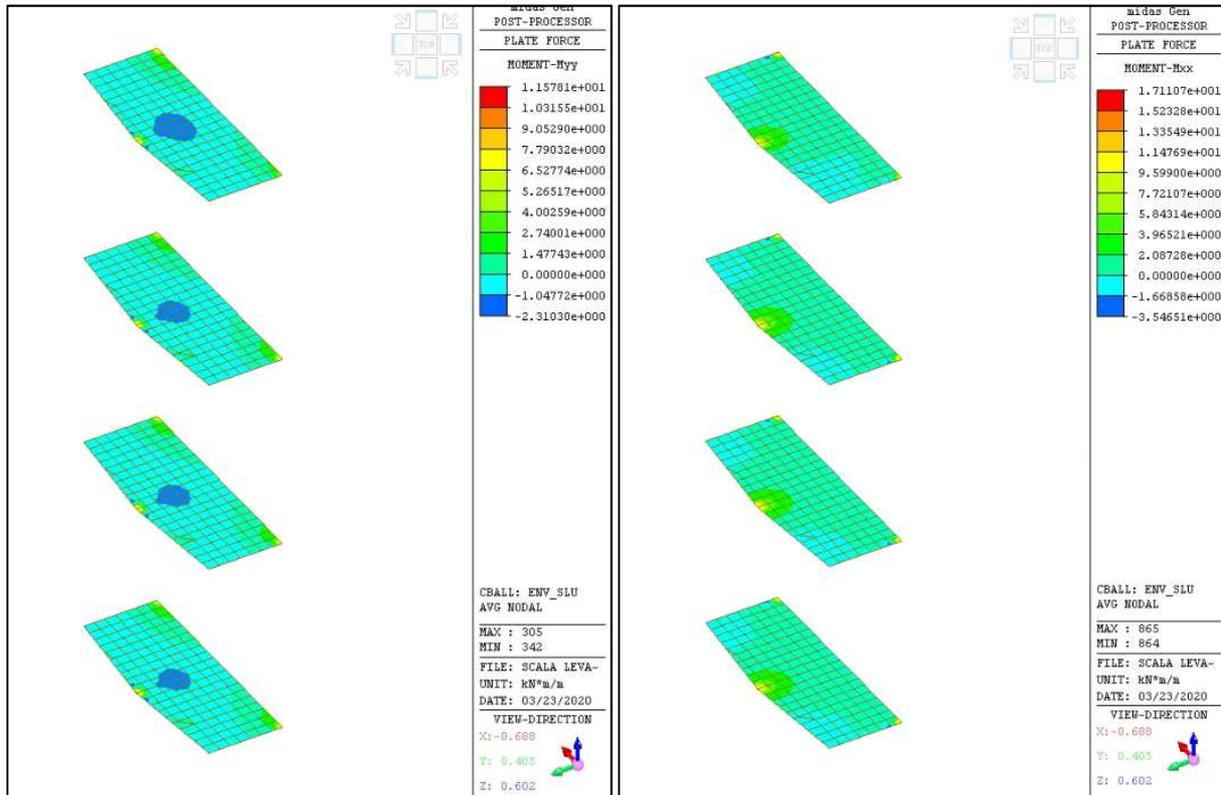


Figura 7-32: "ENVSLU" – Momento flettente Myy e Mxx massimo in valore assoluto [kNm/m]

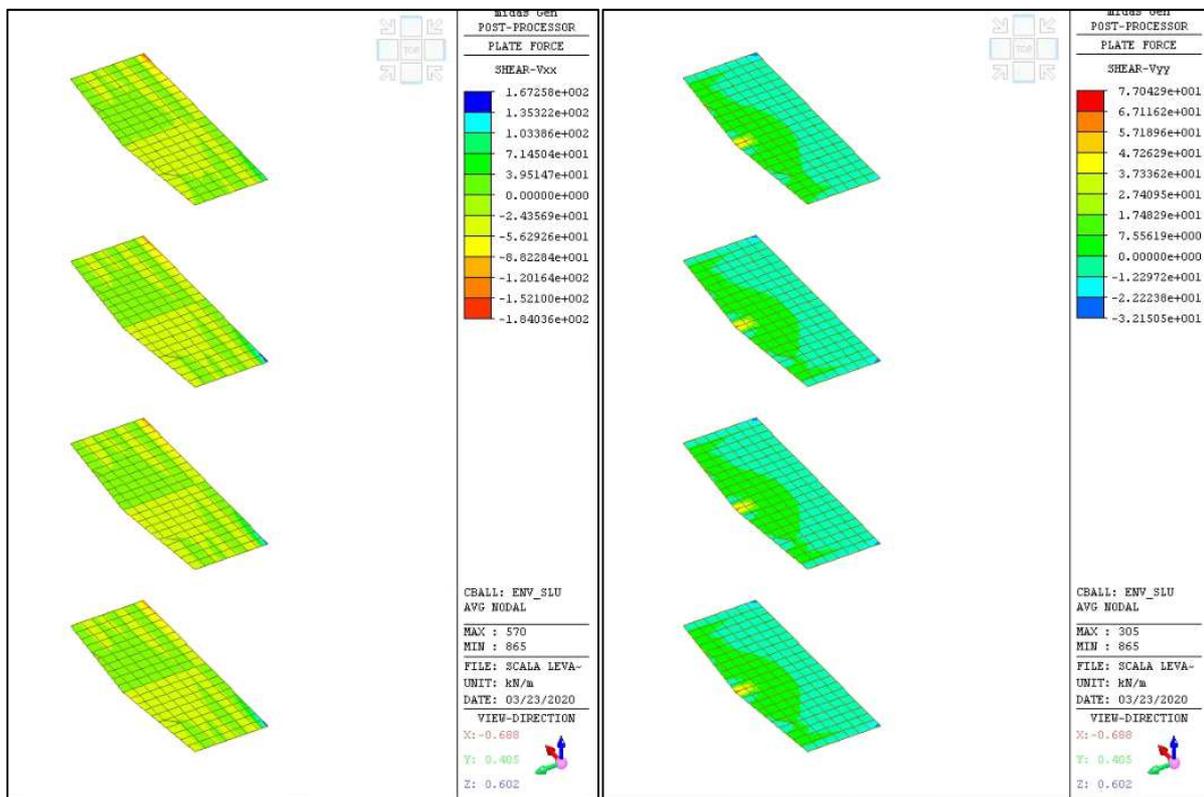


Figura 7-33: "ENVSLU" – Azione tagliante Vxx e Vyy massima in valore assoluto [kN/m]

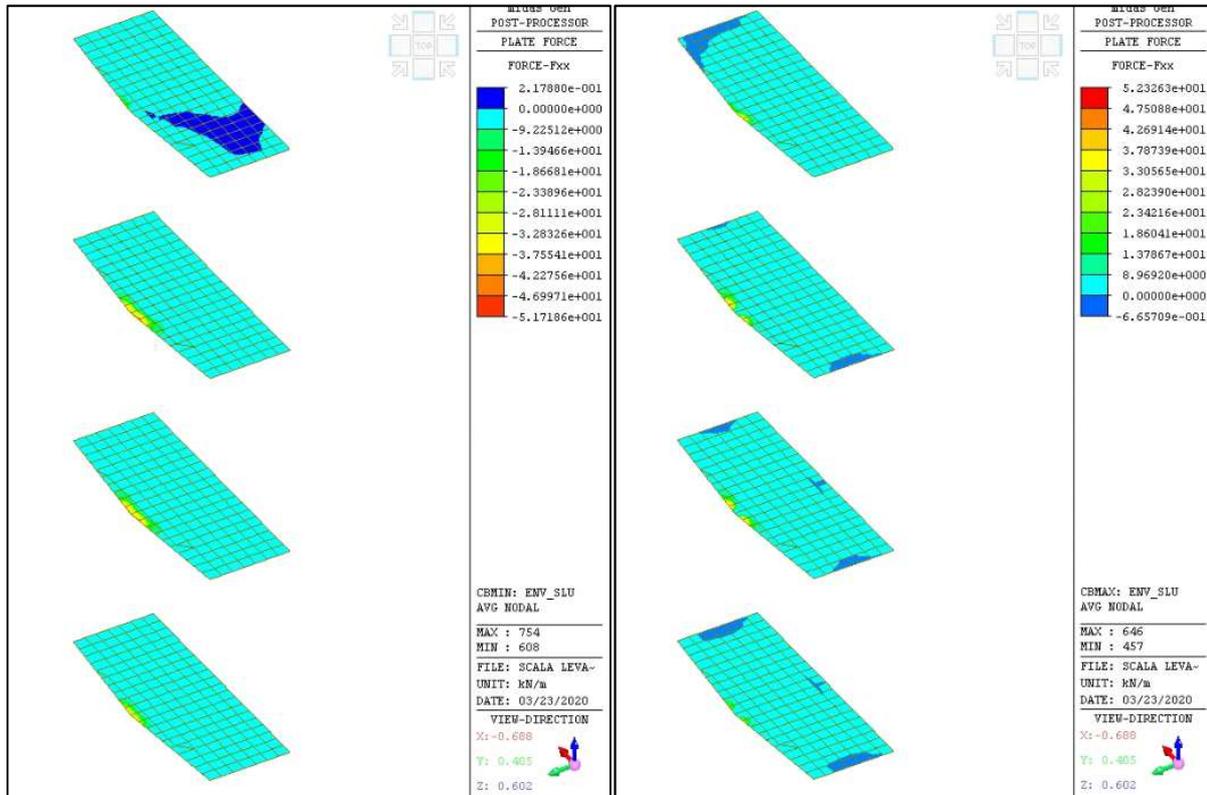


Figura 7-34: "ENVSLU" – Azione assiale Fxx massima e minima (positive le trazioni) [kN/m]

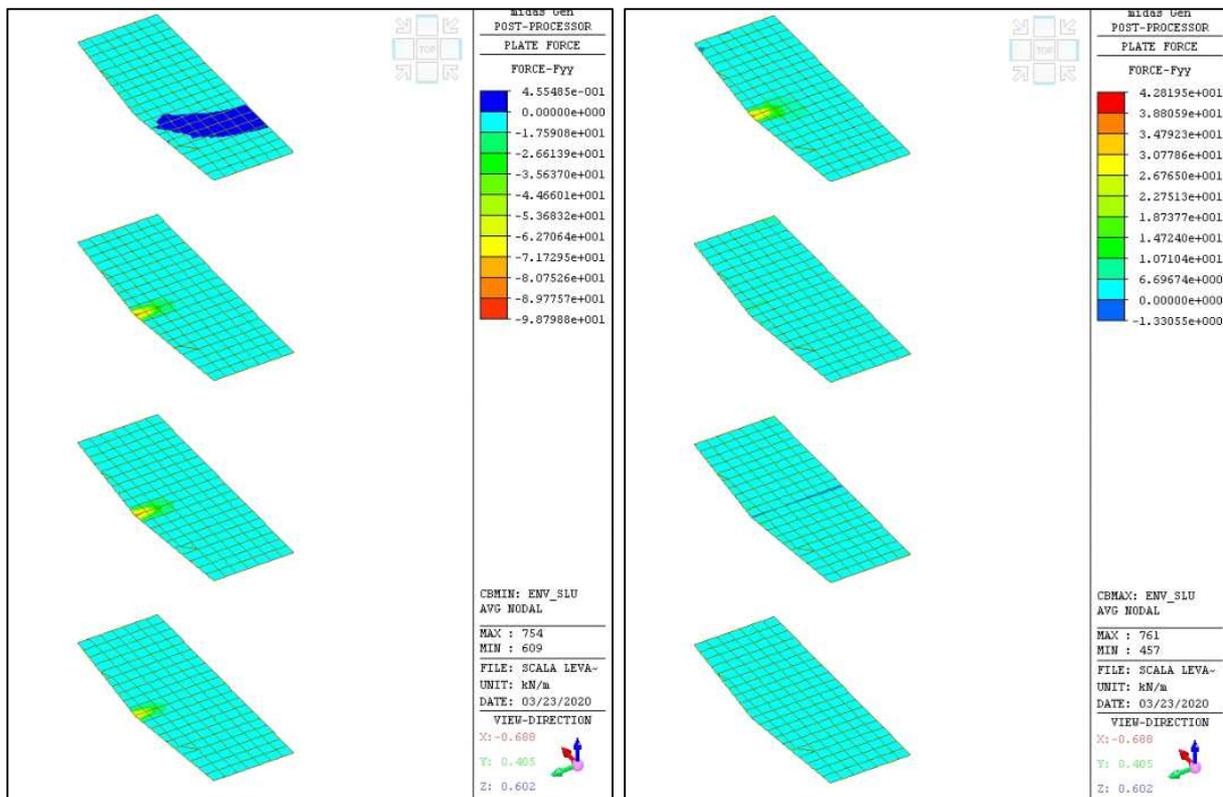


Figura 7-35: "ENVSLU" – Azione assiale Fyy massima e minima (positive le trazioni) [kN/m]

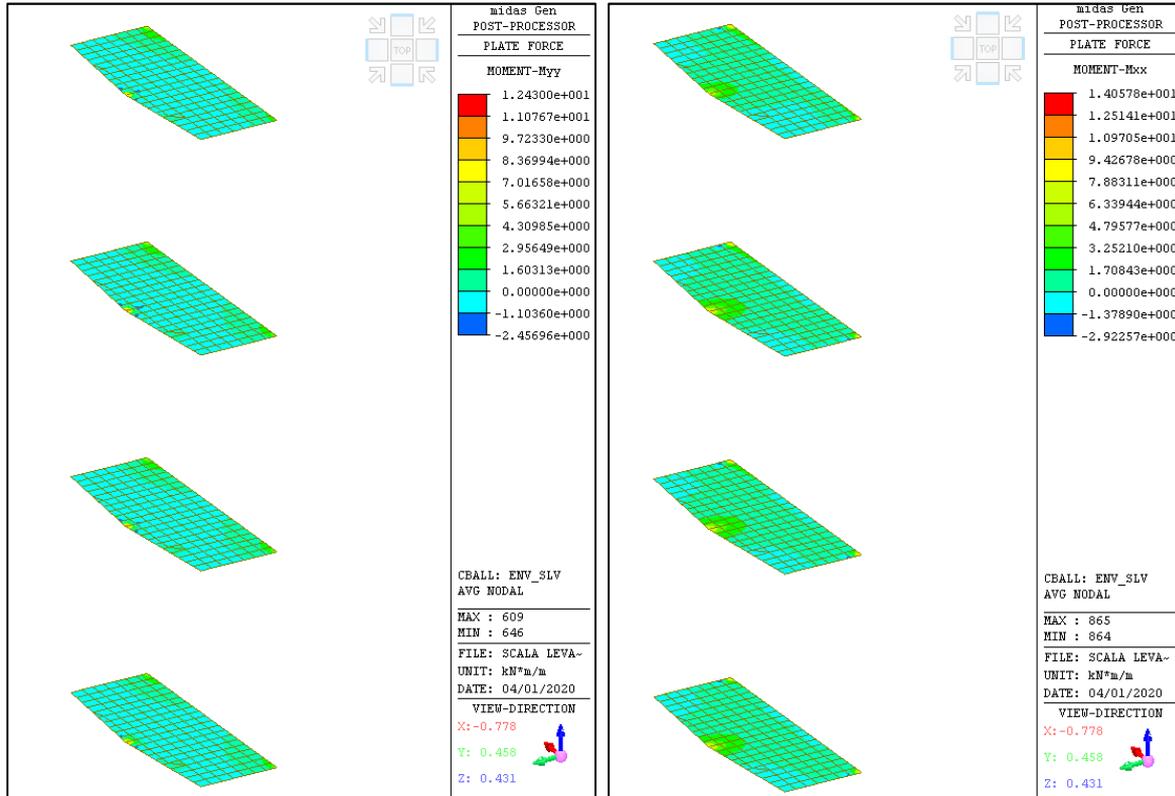


Figura 7-36: "ENVSLV" – Momento flettente Myy e Mxx massimo in valore assoluto [kNm/m]

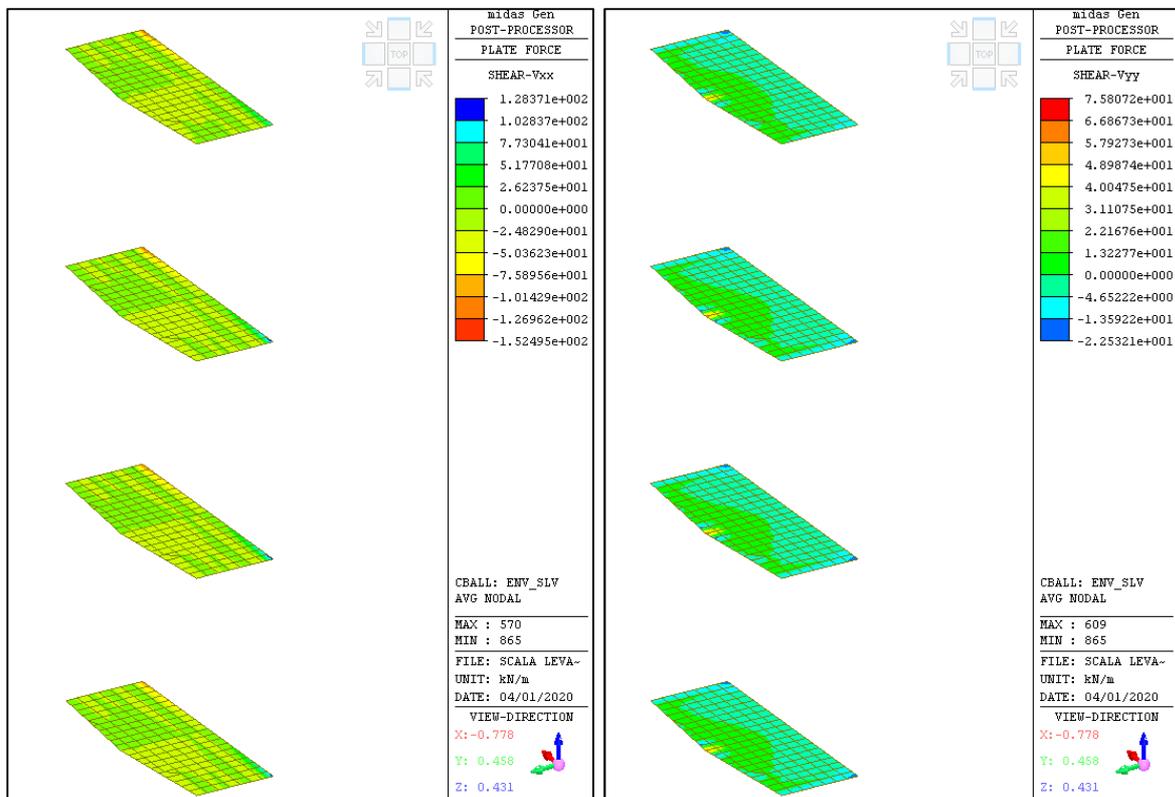


Figura 7-37: "ENVSLV" – Azione tagliante Vxx e Vyy massima in valore assoluto [kN/m]

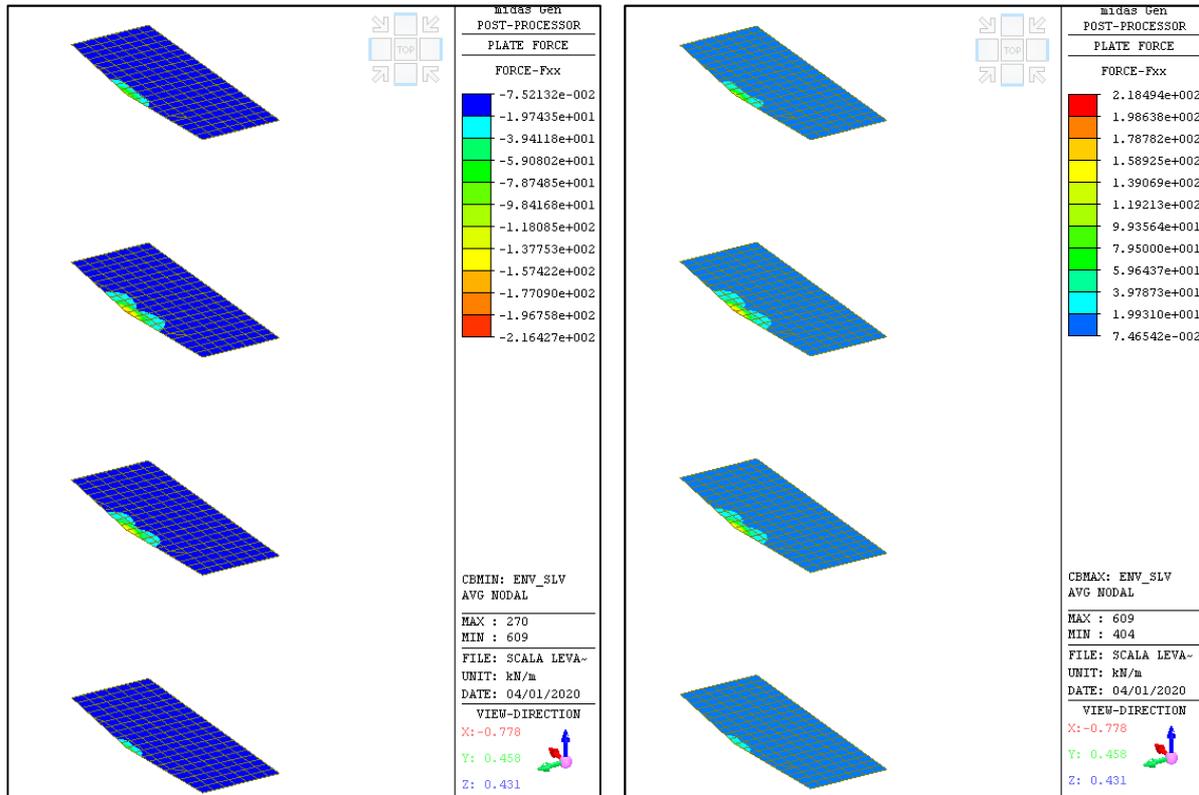


Figura 7-38: "ENVSLV" – Azione assiale Fxx massima e minima (positive le trazioni) [kN/m]

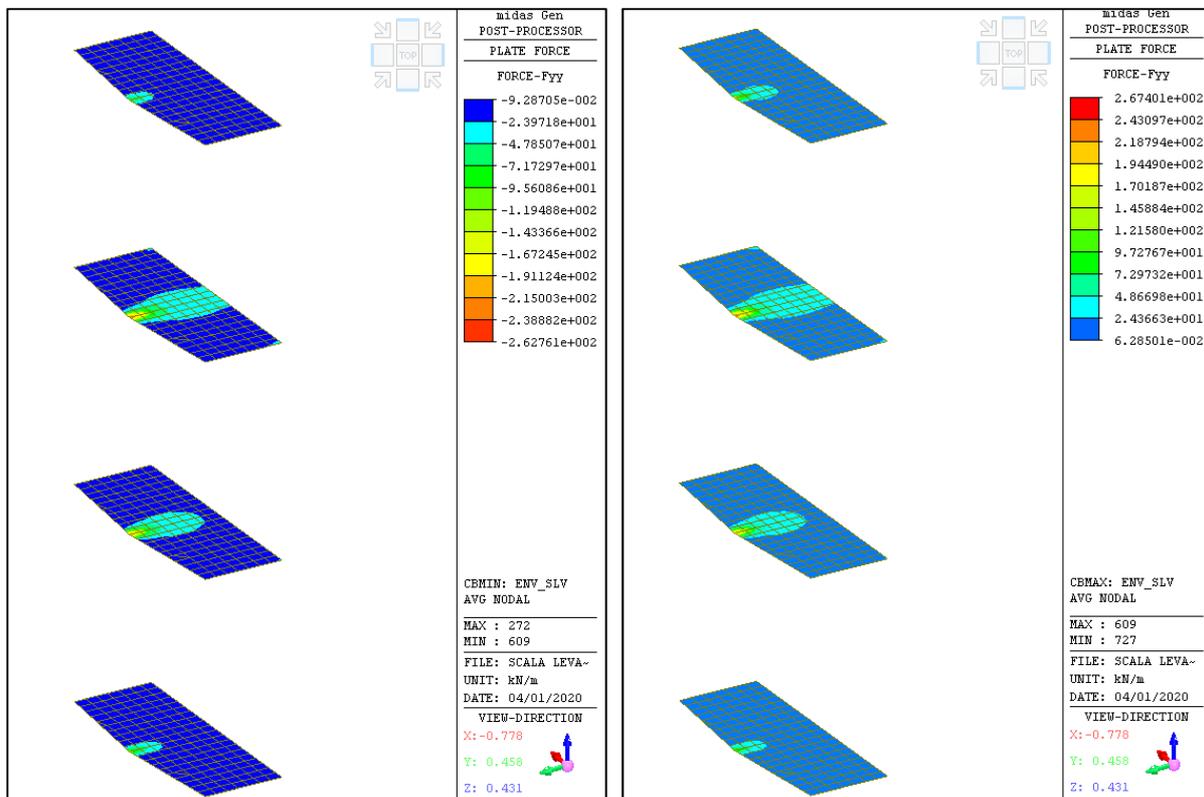


Figura 7-39: "ENVSLV" – Azione assiale Fyy massima e minima (positive le trazioni) [kN/m]

7.2.4 Diagrammi delle deformazioni

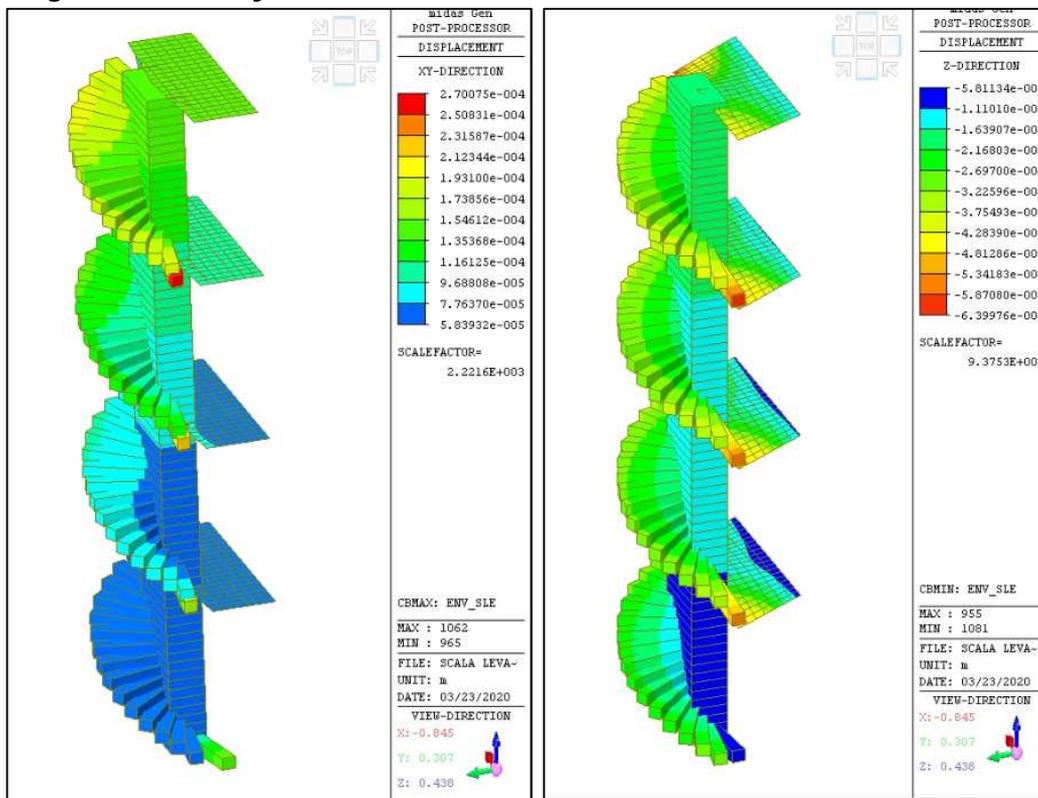


Figura 7-40: "ENVSLE" – Deformazioni massime orizzontale Dxy e verticale Dz [m]

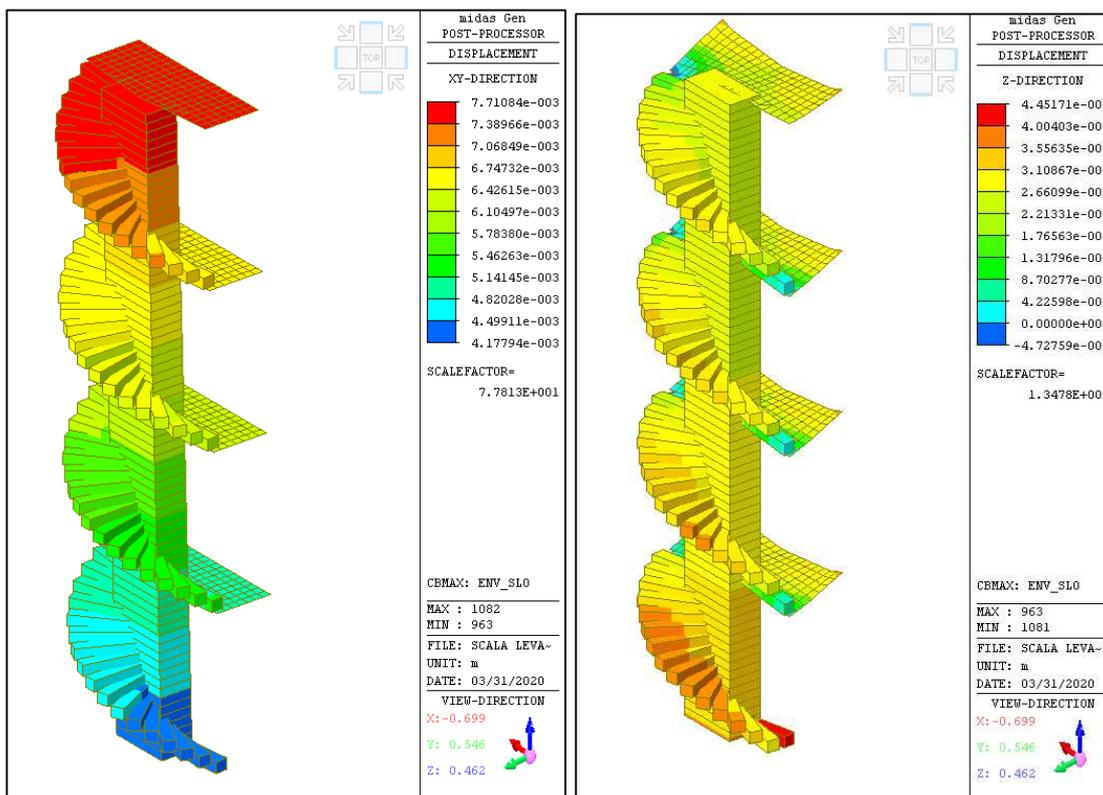


Figura 7-41: "ENVSLO" – Deformazioni massime orizzontale Dxy e verticale Dz [m]

8 VERIFICHE STRUTTURALI IN COMBINAZIONE STATICA

Si riportano nel seguito le verifiche strutturali degli elementi in c.a. (elementi pilastro, scalini e pianerottoli).

8.1 Verifiche pilastro centrale

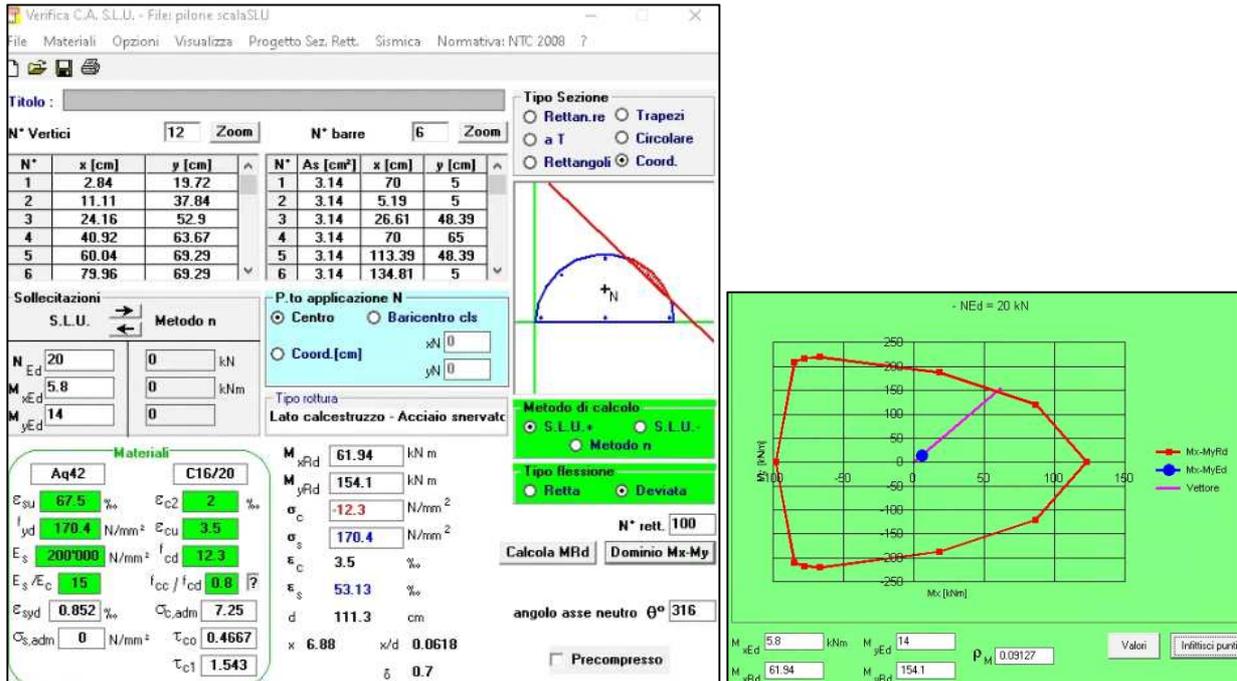


Figura 8-1: Verifiche a pressoflessione deviata – "ENVSLU"

| SHEAR-GENERAL VERIFICATION PROCEDURE | | | | | |
|--|---------------|---|------|----------|--|
| Norm: [1] UNI EN 1992-1-1:2005 | | | | | |
| MATERIAL PROPERTIES | | | | | |
| Concrete | | | | | |
| Characteristic cube strength | R_{ck} | = | 20 | N/mm^2 | |
| Characteristic cylinder strength | f_{ck} | = | 17 | N/mm^2 | |
| Partial safety factor for concrete | γ_c | = | 2.03 | | |
| Coefficient for long-term effects | α_{cc} | = | 1.00 | | |
| Design value of compression resistance | f_{cd} | = | 8.20 | N/mm^2 | $f_{cd} = f_{ck} \alpha_{cc} / \gamma_c$ |
| Steel | | | | | |
| Characteristic yield strength of reinforcement | f_{yk} | = | 230 | N/mm^2 | |
| Partial safety factor for steel | γ_s | = | 1.55 | N/mm^2 | |
| Design yield strength of reinforcement | f_{yd} | = | 148 | N/mm^2 | $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ |
| DEFINITION OF GEOMETRY | | | | | |
| Overall depth of a cross-section | h | = | 630 | mm | |
| Overall width of a cross-section | b | = | 1200 | mm | |
| Concrete cover | d' | = | 50 | mm | |
| Effective depth of a cross-section | d | = | 580 | mm | |
| Area of the tensile reinforcement, which extends 2 (Ibd + d) beyond the section considered | A_{s1} | = | 1256 | mm^2 | |
| DESIGN FORCES | | | | | |
| Shear at ultimate state limit | V_{Ed} | = | 15.0 | kN | |
| Axial force at ultimate state limit | N_{Ed} | = | 0.0 | kN | |

| MEMBERS NOT REQUIRING DESIGN SHEAR REINFORCEMENT | | | |
|---|----------------|---|---------------------------------------|
| | $C_{Rd,c}$ | = | 0.09 |
| | k | = | 1.59 |
| Reinforcement ratio for longitudinal reinforcement | ρ_1 | = | 0.002 |
| | k_1 | = | 0.15 |
| | A_c | = | 756000 mm ² |
| Compressive stress in the concrete from axial load | σ_{cp} | = | 0.000 N/mm ² |
| | v_{min} | = | 0.29 N/mm ² |
| | $V_{Rd,c}$ | = | 142 kN |
| | $V_{Rd,c min}$ | = | 198 kN |
| | $V_{Rd,c}$ | = | 198 kN |
| <p>Figure 6.3: Definition of A_{sl} in Expression (6.2)</p> | | | |
| $V_{Ed}/V_{Rd,c} < 1$ | | | Minimum amount of shear reinforcement |
| MEMBERS REQUIRING DESIGN SHEAR REINFORCEMENT | | | |
| Dimameter of stirrups | ϕ_{sw} | = | 6 mm |
| Number of arms | n_b | = | 2 |
| Spacing of the stirrups | s | = | 250 mm |
| Angle between the concrete compression strut and the beam axis perpendicular to the shear force | θ | = | 25 ° |
| Angle between shear reinforcement and the beam axis perpendicular to the shear force | α | = | 90 ° |
| | $\cot\theta$ | = | 2.14 |
| | $\cot\theta$ | = | 2.14 |
| | $\cot\alpha$ | = | 0.00 |
| | $\sin\alpha$ | = | 1.00 |
| Cross-sectional area of the shear reinforcement | A_{sw} | = | 56.5 mm ² |
| Inner lever arm, approximate value $z = 0.9d$ be used | z | = | 522 mm |
| | v_1 | = | 0.50 |
| | α_{ov} | = | 1.00 |
| | $V_{Rd,s}$ | = | 38 kN |
| | $V_{Rd,max}$ | = | 983 kN |
| | V_{Rd} | = | 38 kN |
| CHECKS | | | |
| V_{Ed}/V_{Rd} | | | 0.40 < 1 |
| | | | CHECKED |

Figura 8-2: Verifiche a taglio – "ENVSLU"

In base alle armature dedotte dalle tavole di progetto originario, le verifiche allo SLU sono soddisfatte.

8.2 Verifiche elemento scalino

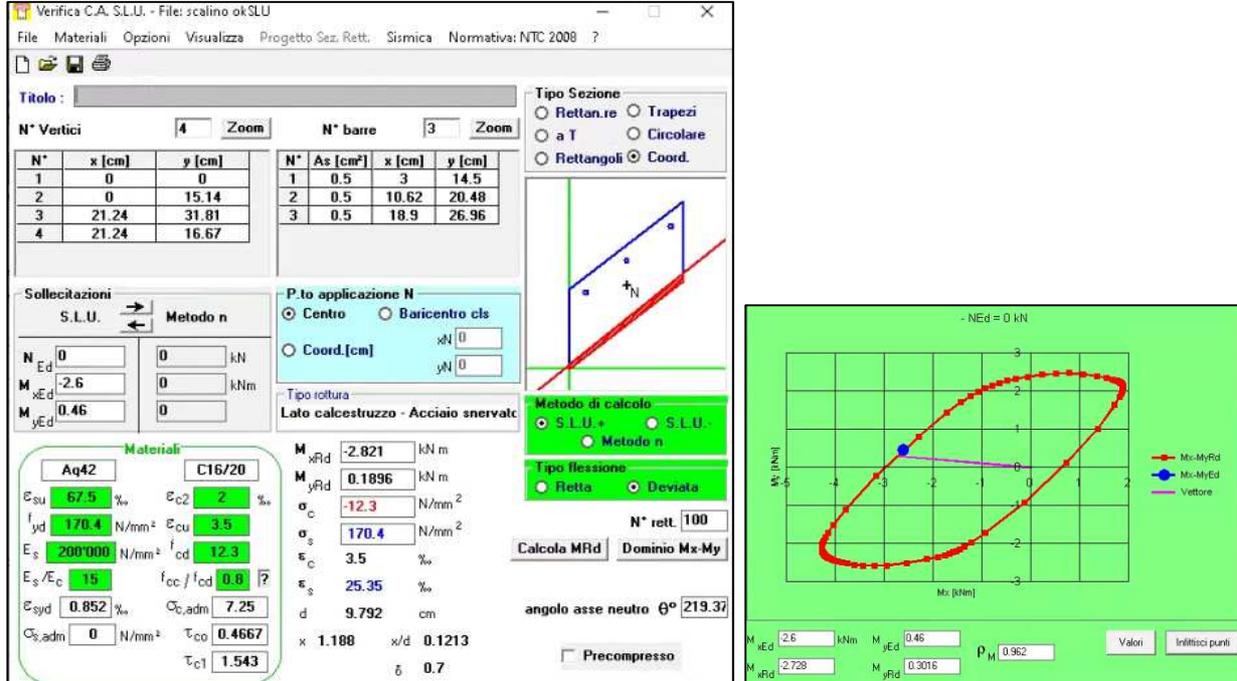


Figura 8-3: Verifiche a flessione deviata – “ENVSLU”

| SHEAR-GENERAL VERIFICATION PROCEDURE | | | | | |
|--|---------------|---|------|-------------------|--|
| Norm: [1] UNI EN 1992-1-1:2005 | | | | | |
| MATERIAL PROPERTIES | | | | | |
| Concrete | | | | | |
| Characteristic cube strength | R_{ck} | = | 20 | N/mm ² | |
| Characteristic cylinder strength | f_{ck} | = | 17 | N/mm ² | |
| Partial safety factor for concrete | γ_c | = | 2.03 | | |
| Coefficient for long-term effects | α_{cc} | = | 1.00 | | |
| Design value of compression resistance | f_{cd} | = | 8.20 | N/mm ² | $f_{cd} = f_{ck} \alpha_{cc} / \gamma_c$ |
| Steel | | | | | |
| Characteristic yield strength of reinforcement | f_{yk} | = | 230 | N/mm ² | |
| Partial safety factor for steel | γ_s | = | 1.55 | N/mm ² | |
| Design yield strength of reinforcement | f_{yd} | = | 148 | N/mm ² | $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ |
| DEFINITION OF GEOMETRY | | | | | |
| Overall depth of a cross-section | h | = | 120 | mm | |
| Overall width of a cross-section | b | = | 212 | mm | |
| Concrete cover | d' | = | 30 | mm | |
| Effective depth of a cross-section | d | = | 90 | mm | |
| Area of the tensile reinforcement, which extends 2 (1bd + d) beyond the section considered | A_{st} | = | 150 | mm ² | |
| DESIGN FORCES | | | | | |
| Shear at ultimate state limit | V_{Ed} | = | 3.5 | kN | |
| Axial force at ultimate state limit | N_{Ed} | = | 0.0 | kN | |

| MEMBERS NOT REQUIRING DESIGN SHEAR REINFORCEMENT | | | |
|---|----------------|---|---------------------------------------|
| | $C_{Rd,c}$ | = | 0.09 |
| | k | = | 2.00 |
| Reinforcement ratio for longitudinal reinforcement | ρ_1 | = | 0.008 |
| | k_1 | = | 0.15 |
| | A_c | = | 25440 mm ² |
| Compressive stress in the concrete from axial load | σ_{cp} | = | 0.000 N/mm ² |
| | v_{min} | = | 0.40 N/mm ² |
| | $V_{Rd,c}$ | = | 8 kN |
| | $V_{Rd,c min}$ | = | 8 kN |
| | $V_{Rd,c}$ | = | 8 kN |
| <p>Figure 6.3: Definition of A_{sl} in Expression (6.2)</p> | | | |
| $V_{Ed}/V_{Rd,c} < 1$ | | | Minimum amount of shear reinforcement |
| MEMBERS REQUIRING DESIGN SHEAR REINFORCEMENT | | | |
| Dimameter of stirrups | ϕ_{sw} | = | 6 mm |
| Number of arms | n_b | = | 2 |
| Spacing of the stirrups | s | = | 250 mm |
| Angle between the concrete compression strut and the beam axis perpendicular to the shear force | θ | = | 25 ° |
| Angle between shear reinforcement and the beam axis perpendicular to the shear force | α | = | 90 ° |
| | $\cot\theta$ | = | 2.14 |
| | $\cot\theta$ | = | 2.14 |
| | $\cot\alpha$ | = | 0.00 |
| | $\sin\alpha$ | = | 1.00 |
| Cross-sectional area of the shear reinforcement | A_{sw} | = | 56.5 mm ² |
| Inner lever arm, approximate value $z = 0.9d$ be used | z | = | 81 mm |
| | v_1 | = | 0.50 |
| | α_{ov} | = | 1.00 |
| | $V_{Rd,s}$ | = | 6 kN |
| | $V_{Rd,max}$ | = | 27 kN |
| | V_{Rd} | = | 6 kN |
| CHECKS | | | |
| V_{Ed}/V_{Rd} | | | 0.60 < 1 |
| | | | CHECKED |

Figura 8-4: Verifiche a taglio – "ENVSLU"

In base alle armature dedotte dalle tavole di progetto originario, le verifiche allo SLU sono soddisfatte.

8.3 Verifiche pianerottoli

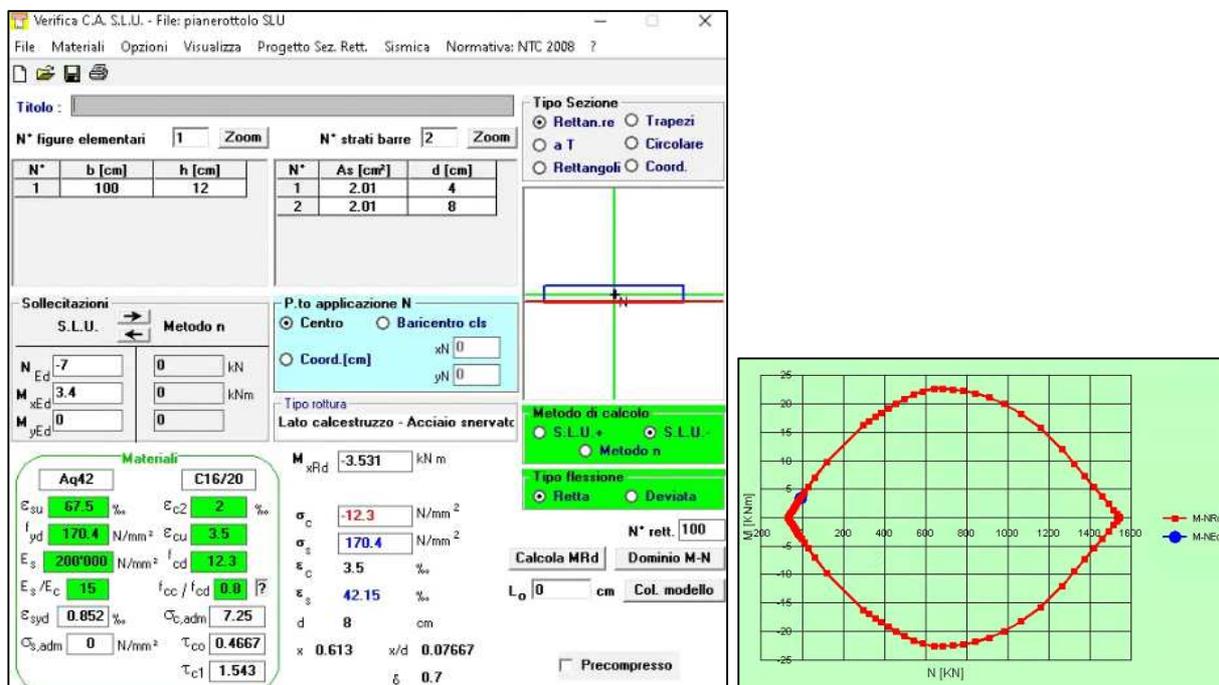


Figura 8-5: Verifiche a flessione deviata – "ENVSLU"

In base alle armature dedotte dalle tavole di progetto originario, le verifiche allo SLU sono soddisfatte.

9 VERIFICHE STRUTTURALI IN COMBINAZIONE SISMICA

Si riportano nel seguito le verifiche strutturali degli elementi in c.a. (elementi pilastro, scalini e pianerottoli). Si svolgono solamente le verifiche allo stato limite di Salvaguardia della Vita in quanto lo spettro di progetto riferito allo stato limite di danno possiede valori di accelerazione minori dello spettro di progetto riferito allo stato limite di salvaguardia della vita. Gli stati di sollecitazione negli elementi strutturali riferiti allo SLD sono perciò inferiori a quelli corrispondenti allo SLV.

9.1 Verifiche pilastro centrale

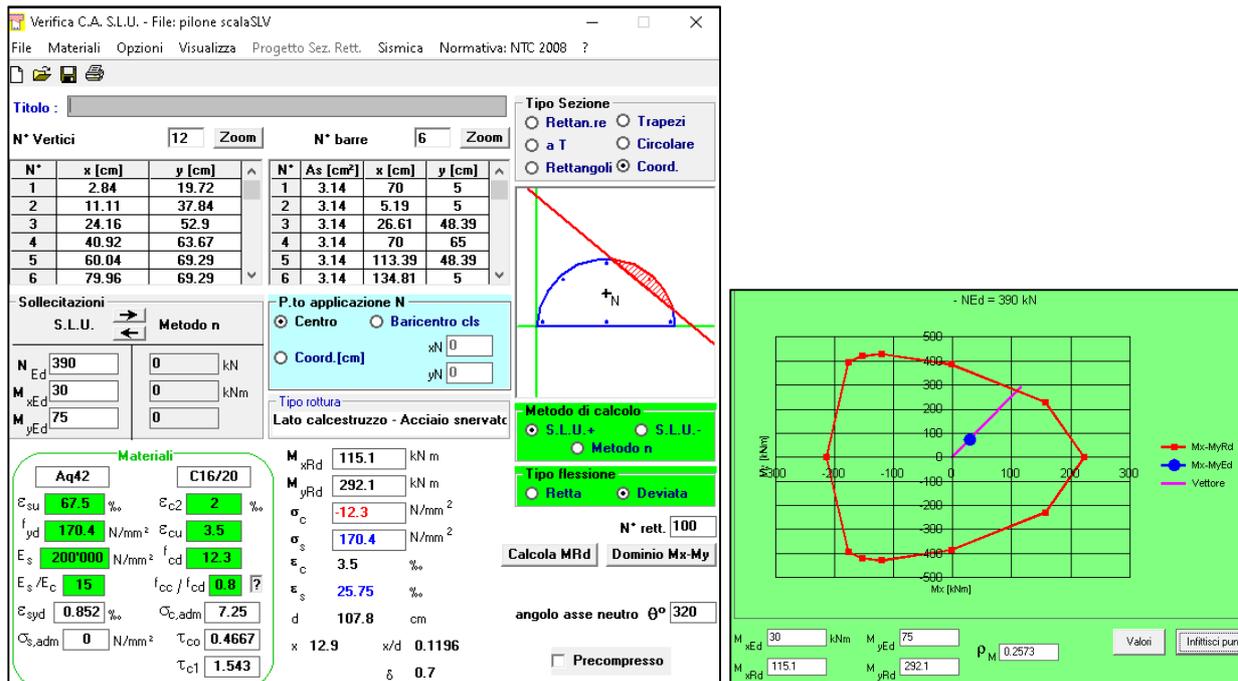


Figura 9-1: Verifiche a pressoflessione deviata – "ENVSLV"

| SHEAR-GENERAL VERIFICATION PROCEDURE | | | |
|--|---------------|---|--|
| Norm: [1] UNI EN 1992-1-1:2005 | | | |
| MATERIAL PROPERTIES | | | |
| Concrete | | | |
| Characteristic cube strength | R_{ck} | = | 20 N/mm ² |
| Characteristic cylinder strength | f_{ck} | = | 17 N/mm ² |
| Partial safety factor for concrete | γ_c | = | 2.03 |
| Coefficient for long-term effects | α_{cc} | = | 1.00 |
| Design value of compression resistance | f_{cd} | = | 8.20 N/mm ² |
| | | | $f_{cd} = f_{ck} \alpha_{cc} / \gamma_c$ |
| Steel | | | |
| Characteristic yield strength of reinforcement | f_{yk} | = | 230 N/mm ² |
| Partial safety factor for steel | γ_s | = | 1.55 |
| Design yield strength of reinforcement | f_{yd} | = | 148 N/mm ² |
| | | | $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ |
| DEFINITION OF GEOMETRY | | | |
| Overall depth of a cross-section | h | = | 630 mm |
| Overall width of a cross-section | b | = | 1200 mm |
| Concrete cover | d' | = | 50 mm |
| Effective depth of a cross-section | d | = | 580 mm |
| Area of the tensile reinforcement, which extends 2 (lbd + d) beyond the section considered | A_{sl} | = | 1256 mm ² |
| DESIGN FORCES | | | |
| Shear at ultimate state limit | V_{Ed} | = | 25.0 kN |
| Axial force at ultimate state limit | N_{Ed} | = | 0.0 kN |

| MEMBERS NOT REQUIRING DESIGN SHEAR REINFORCEMENT | | | |
|---|----------------|------|---------------------------------------|
| | $C_{Rd,c}$ | = | 0.09 |
| | k | = | 1.59 |
| Reinforcement ratio for longitudinal reinforcement | ρ_1 | = | 0.002 |
| | k_1 | = | 0.15 |
| | A_c | = | 756000 mm ² |
| Compressive stress in the concrete from axial load | σ_{cp} | = | 0.000 N/mm ² |
| | v_{min} | = | 0.29 N/mm ² |
| | $V_{Rd,c}$ | = | 142 kN |
| | $V_{Rd,c min}$ | = | 198 kN |
| | $V_{Rd,c}$ | = | 198 kN |
| <p>Figure 6.3: Definition of A_{sl} in Expression (6.2)</p> | | | |
| $V_{Ed}/V_{Rd,c} < 1$ | | | Minimum amount of shear reinforcement |
| MEMBERS REQUIRING DESIGN SHEAR REINFORCEMENT | | | |
| Dimameter of stirrups | ϕ_{sw} | = | 6 mm |
| Number of arms | n_b | = | 2 |
| Spacing of the stirrups | s | = | 250 mm |
| Angle between the concrete compression strut and the beam axis perpendicular to the shear force | θ | = | 25 ° |
| Angle between shear reinforcement and the beam axis perpendicular to the shear force | α | = | 90 ° |
| | $\cot\theta$ | = | 2.14 |
| | $\cot\theta$ | = | 2.14 |
| | $\cot\alpha$ | = | 0.00 |
| | $\sin\alpha$ | = | 1.00 |
| Cross-sectional area of the shear reinforcement | A_{sw} | = | 56.5 mm ² |
| Inner lever arm, approximate value $z = 0.9d$ be used | z | = | 522 mm |
| | v_1 | = | 0.50 |
| | α_{ow} | = | 1.00 |
| | $V_{Rd,s}$ | = | 38 kN |
| | $V_{Rd,max}$ | = | 983 kN |
| | V_{Rd} | = | 38 kN |
| CHECKS | | | |
| V_{Ed}/V_{Rd} | | | CHECKED |
| | = | 0.67 | < 1 |

Figura 9-2: Verifiche a taglio – “ENVSLV”

In base alle armature dedotte dalle tavole di progetto originario, le verifiche allo SLV sono soddisfatte.

9.2 Verifiche elemento scalino

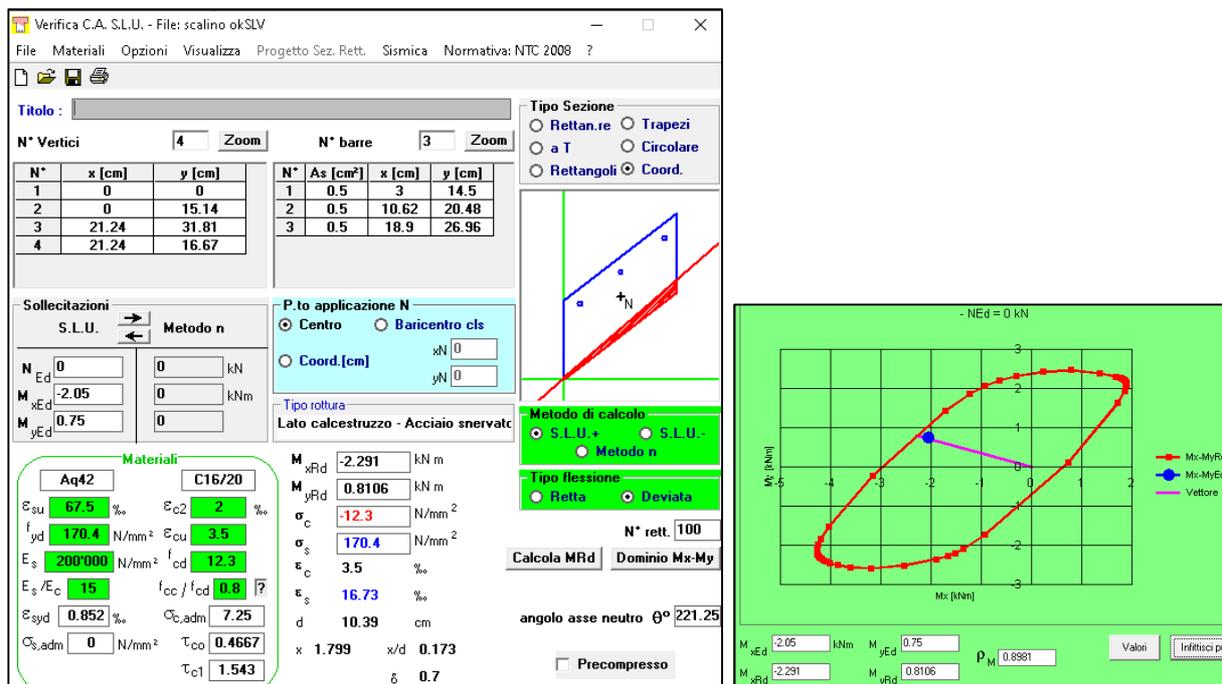


Figura 9-3: Verifiche a flessione deviata – "ENVSLV"

| SHEAR-GENERAL VERIFICATION PROCEDURE | | | |
|--|---------------|---|------------------------|
| Norm: [1] UNI EN 1992-1-1:2005 | | | |
| MATERIAL PROPERTIES | | | |
| Concrete | | | |
| Characteristic cube strength | R_{ck} | = | 20 N/mm ² |
| Characteristic cylinder strength | f_{ck} | = | 17 N/mm ² |
| Partial safety factor for concrete | γ_c | = | 2.03 |
| Coefficient for long-term effects | α_{cc} | = | 1.00 |
| Design value of compression resistance | f_{cd} | = | 8.20 N/mm ² |
| $f_{cd} = f_{ck} \alpha_{cc} / \gamma_c$ | | | |
| Steel | | | |
| Characteristic yield strength of reinforcement | f_{yk} | = | 230 N/mm ² |
| Partial safety factor for steel | γ_s | = | 1.55 |
| Design yield strength of reinforcement | f_{yd} | = | 148 N/mm ² |
| $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ | | | |
| DEFINITION OF GEOMETRY | | | |
| Overall depth of a cross-section | h | = | 120 mm |
| Overall width of a cross-section | b | = | 212 mm |
| Concrete cover | d' | = | 30 mm |
| Effective depth of a cross-section | d | = | 90 mm |
| Area of the tensile reinforcement, which extends 2 (1bd + d) beyond the section considered | A_{st} | = | 150 mm ² |
| DESIGN FORCES | | | |
| Shear at ultimate state limit | V_{Ed} | = | 2.5 kN |
| Axial force at ultimate state limit | N_{Ed} | = | 0.0 kN |

| MEMBERS NOT REQUIRING DESIGN SHEAR REINFORCEMENT | | | |
|---|----------------|---|---------------------------------------|
| | $C_{Rd,c}$ | = | 0.09 |
| | k | = | 2.00 |
| Reinforcement ratio for longitudinal reinforcement | ρ_1 | = | 0.008 |
| | k_1 | = | 0.15 |
| | A_c | = | 25440 mm ² |
| Compressive stress in the concrete from axial load | σ_{cp} | = | 0.000 N/mm ² |
| | v_{min} | = | 0.40 N/mm ² |
| | $V_{Rd,c}$ | = | 8 kN |
| | $V_{Rd,c min}$ | = | 8 kN |
| | $V_{Rd,c}$ | = | 8 kN |
| <p>Figure 6.3: Definition of A_{sl} in Expression (6.2)</p> | | | |
| $V_{Ed}/V_{Rd,c} < 1$ | | | Minimum amount of shear reinforcement |
| MEMBERS REQUIRING DESIGN SHEAR REINFORCEMENT | | | |
| Dimameter of stirrups | ϕ_{sw} | = | 6 mm |
| Number of arms | n_b | = | 2 |
| Spacing of the stirrups | s | = | 250 mm |
| Angle between the concrete compression strut and the beam axis perpendicular to the shear force | θ | = | 25 ° |
| Angle between shear reinforcement and the beam axis perpendicular to the shear force | α | = | 90 ° |
| | $\cot\theta$ | = | 2.14 |
| | $\cot\theta$ | = | 2.14 |
| | $\cot\alpha$ | = | 0.00 |
| | $\sin\alpha$ | = | 1.00 |
| Cross-sectional area of the shear reinforcement | A_{sw} | = | 56.5 mm ² |
| Inner lever arm, approximate value $z = 0.9d$ be used | z | = | 81 mm |
| | v_1 | = | 0.50 |
| | α_{ow} | = | 1.00 |
| | $V_{Rd,s}$ | = | 6 kN |
| | $V_{Rd,max}$ | = | 27 kN |
| | V_{Rd} | = | 6 kN |
| CHECKS | | | |
| V_{Ed}/V_{Rd} | | | CHECKED |
| = 0.43 < 1 | | | |

Figura 9-4: Verifiche a taglio – “ENVSLV”

In base alle armature dedotte dalle tavole di progetto originario, le verifiche allo SLV sono soddisfatte.

9.3 Verifiche pianerottoli

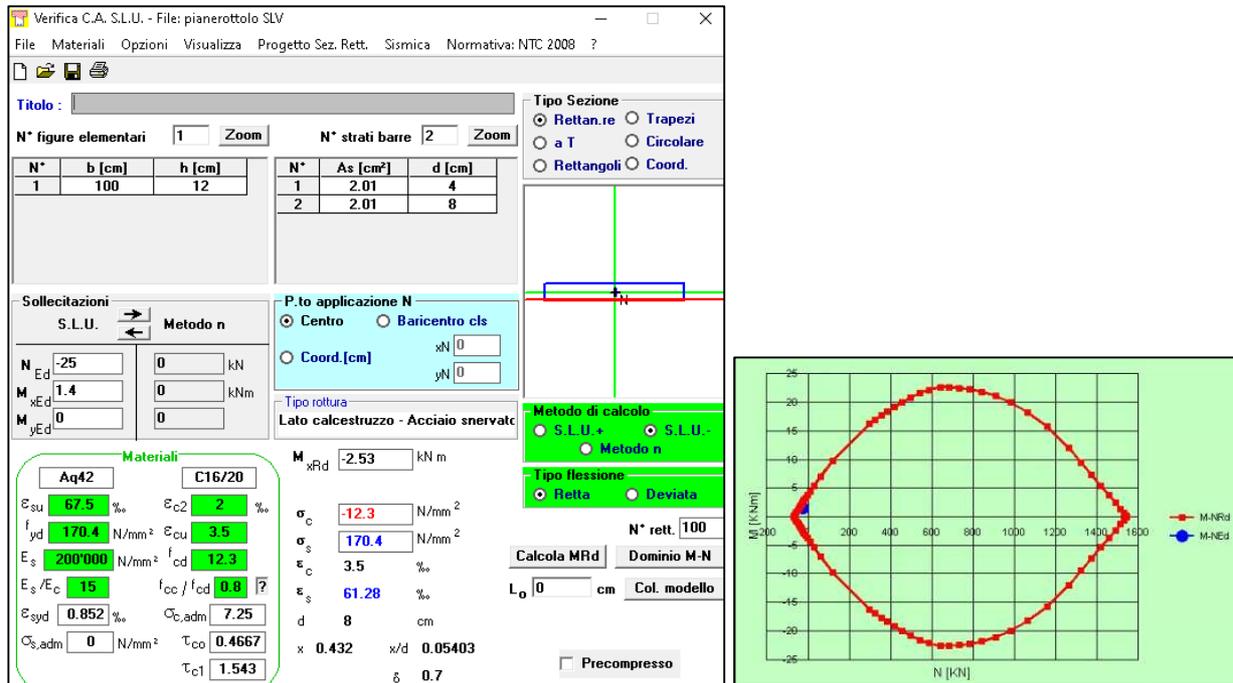


Figura 9-5: Verifiche a flessione deviata – "ENVSLV"

In base alle armature dedotte dalle tavole di progetto originario, le verifiche allo SLV sono soddisfatte.

9.4 Verifiche di rigidezza

Per quanto riguarda la verifica a deformabilità della scala allo stato limite di operabilità si ritiene soddisfatta, in quanto gli spostamenti risultano essere inferiori ai valori limite minimi imposti dal punto 7.3.6.1 di [4]. Si riporta nel seguito la verifica effettuata:

$$q_{d,r} < 0.0020 \cdot h$$

$$1 \cdot 3.52 < 0.0020 \cdot 4000 \rightarrow 3.52 < 8mm$$

10 ANALISI STRUTTURALE ALLO STATO DI PROGETTO

Per l'impianto della diga di Levane è in progetto un intervento che prevede il sopralzo del bacino allo scopo di laminazione. La modifica comporterebbe l'innalzamento delle pile della diga e, di conseguenza, la struttura della scala a chiocciola che si eleva dalla pila sulla destra orografica subirebbe una modifica geometrica; di fatto la variazione che subirà la scala a seguito dell'intervento di sopralzo sarà solamente la variazione della quota di partenza (da Q.+169.0m a Q.+174.0m). Dal punto di vista strutturale la scala non verrà modificata. Nel seguito un estratto della sezione di progetto della pila sulla quale poggia la scala:

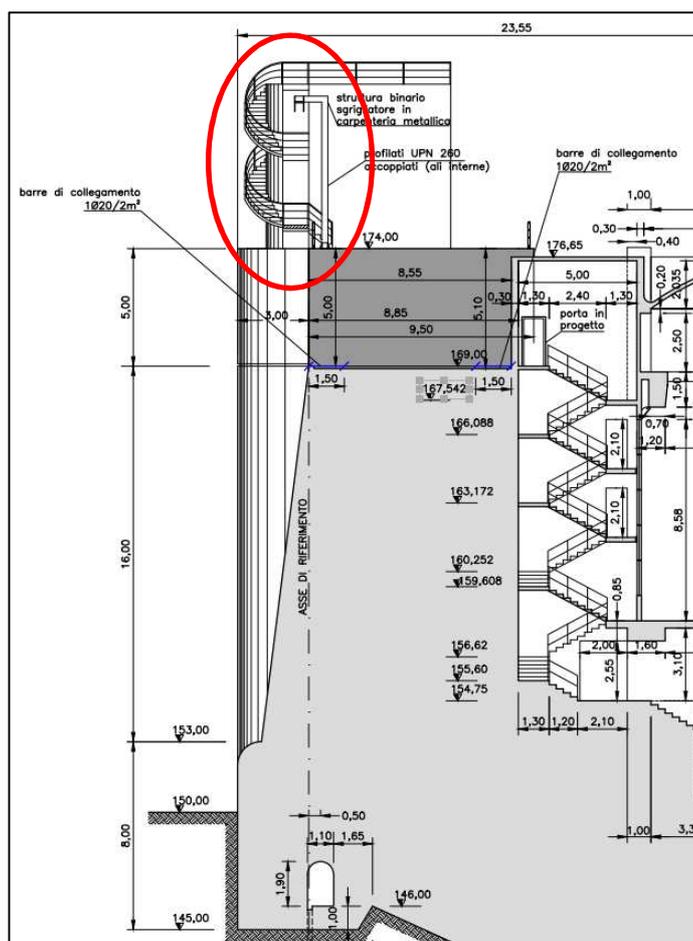


Figura 10-1: Tav D26 Sezione A-A' (estratto dal Progetto definitivo – Sopralzo della diga a scopo di laminazione), la scala in oggetto è identificata tramite cerchio rosso

Si è svolta un'analisi sulla scala dopo l'intervento di sopralzo e nel seguito si riporta il modello ad elementi finiti e i risultati dell'analisi modale. Per quanto riguarda l'identificazione dei carichi applicati, le assunzioni adottate nella modellazione, dei vincoli apportati al modello di calcolo e le caratteristiche dei materiali si fa riferimento a quanto descritto nei capitoli precedenti.

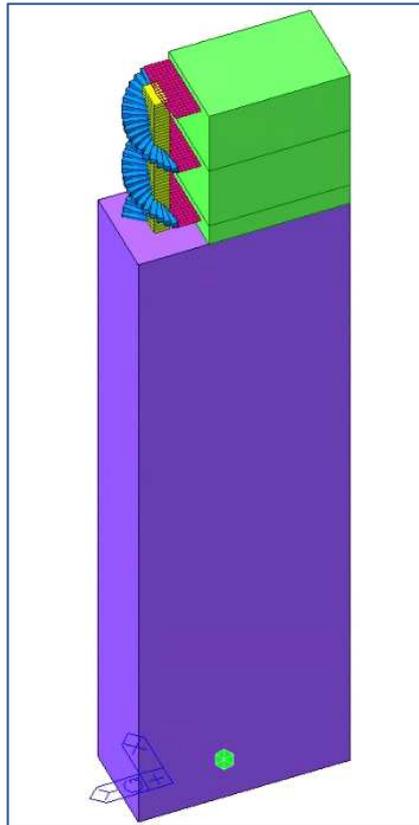


Figura 10-2: Vista assometrica modello globale

10.1.1 Analisi modale

Sono stati analizzati i primi 10 modi di vibrare che permettono di garantire che la massa modale partecipante cumulata in direzione x, y e z sia superiore all'85%. I risultati di tale analisi sono descritti nelle seguenti tabelle e nelle successive immagini.

| EIGENVALUE ANALYSIS | | | | |
|---------------------|-----------|-------------|--------|-------------|
| Mode No | Frequency | | Period | Tolerance |
| | (rad/sec) | (cycle/sec) | (sec) | |
| 1 | 14.2150 | 2.2624 | 0.4420 | 0.0000e+000 |
| 2 | 21.9665 | 3.4961 | 0.2860 | 0.0000e+000 |
| 3 | 135.7367 | 21.6032 | 0.0463 | 2.9065e-080 |
| 4 | 176.2807 | 28.0559 | 0.0356 | 1.7607e-066 |
| 5 | 198.9298 | 31.6607 | 0.0316 | 5.4481e-058 |
| 6 | 244.3191 | 38.8846 | 0.0257 | 2.3924e-046 |
| 7 | 302.0811 | 48.0777 | 0.0208 | 2.3345e-031 |
| 8 | 315.7530 | 50.2537 | 0.0199 | 5.9498e-026 |
| 9 | 330.0195 | 52.5242 | 0.0190 | 9.6059e-020 |
| 10 | 367.5266 | 58.4937 | 0.0171 | 7.1952e-015 |

| MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT | | | | | | | | | | | | |
|-------------------------------------|---------|---------|---------|---------|---------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Mode No | TRAN-X | | TRAN-Y | | TRAN-Z | | ROTN-X | | ROTN-Y | | ROTN-Z | |
| | MASS(%) | SUM(%) | MASS(%) | SUM(%) | MASS(%) | SUM(%) | MASS(%) | SUM(%) | MASS(%) | SUM(%) | MASS(%) | SUM(%) |
| 1 | 99.1603 | 99.1603 | 0.0001 | 0.0001 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0001 | 0.0001 | 99.7733 | 99.7733 | 0.2608 | 0.2608 |
| 2 | 0.0001 | 99.1604 | 99.2145 | 99.2145 | 0.0000 | 0.0000 | 99.7437 | 99.7438 | 0.0001 | 99.7733 | 0.0000 | 0.2608 |
| 3 | 0.0025 | 99.1629 | 0.0005 | 99.2151 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0001 | 99.7439 | 0.0004 | 99.7737 | 4.3349 | 4.5957 |
| 4 | 0.8197 | 99.9826 | 0.0000 | 99.2151 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 99.7439 | 0.2224 | 99.9961 | 42.4023 | 46.9981 |
| 5 | 0.0053 | 99.9879 | 0.0005 | 99.2155 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0001 | 99.7441 | 0.0014 | 99.9975 | 0.0015 | 46.9995 |
| 6 | 0.0000 | 99.9879 | 0.7472 | 99.9627 | 0.0000 | 0.0000 | 0.2422 | 99.9863 | 0.0000 | 99.9975 | 0.0221 | 47.0216 |
| 7 | 0.0080 | 99.9960 | 0.0004 | 99.9631 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0001 | 99.9865 | 0.0015 | 99.9990 | 38.7615 | 85.7831 |
| 8 | 0.0000 | 99.9960 | 0.0302 | 99.9933 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0112 | 99.9977 | 0.0000 | 99.9990 | 0.0546 | 85.8377 |
| 9 | 0.0000 | 99.9960 | 0.0037 | 99.9970 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0012 | 99.9989 | 0.0000 | 99.9990 | 0.0009 | 85.8386 |
| 10 | 0.0000 | 99.9960 | 0.0001 | 99.9971 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 99.9989 | 0.0000 | 99.9990 | 0.0004 | 85.8390 |

Si riportano le immagini dei primi due modi di vibrare significativi (i.e. modo 1 in direzione x traslazionale e modo 2 in direzione y traslazionale).

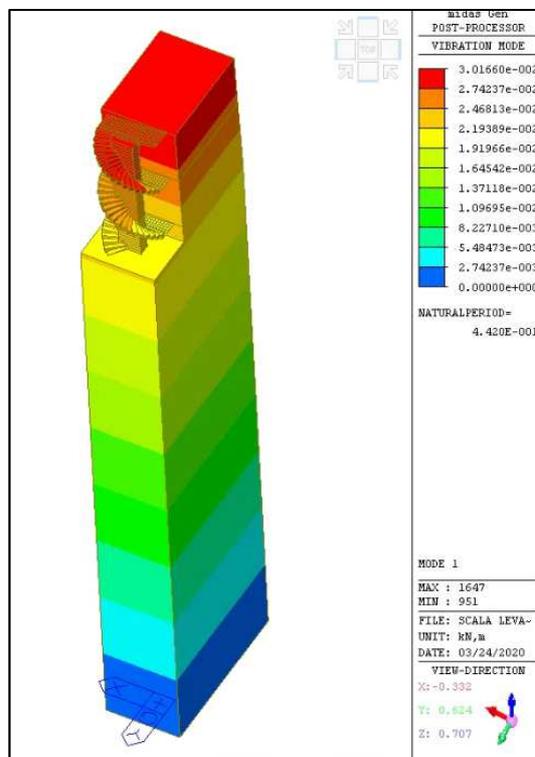


Figura 10-3: Modo di vibrare numero 1 (M.P.M. Dir.X = 99.16%)

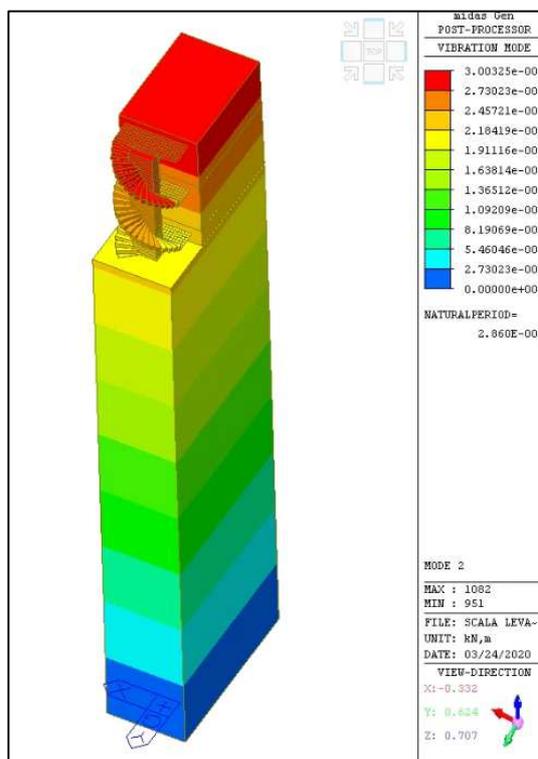


Figura 10-4: Modo di vibrare numero 2 (M.P.M. Dir.Y = 99.21%)

Dai risultati della analisi modale sopra riportati si evince che nella nuova configurazione (post-intervento) la scala a chiocciola non mostra differenze significative del suo comportamento dinamico; il valore della azione sismica applicata al modello di calcolo globale non subisce una significativa variazione. Nella configurazione post-intervento la scala ha una altezza minore e la nuova geometria risulta essere “favorevole” in quanto apporta una riduzione significativa delle azioni sollecitanti sul pilastro centrale di supporto della scala; non si osservano invece variazioni sul comportamento dei gradini.

A valle di tali considerazioni si può affermare che anche nella nuova considerazione gli elementi strutturali della scala risultano essere verificati sia in condizioni di carico statico (sulla base delle ipotesi di calcolo dichiarate nel capitolo dei carichi di progetto) che sismico.

11 CONCLUSIONI

Si presentano ora delle considerazioni conclusive del presente documento:

1. **Dal punto di vista statico, la struttura è in grado di resistere alle azioni di progetto** previste (i.e. **carico variabile sui gradini pari a 2.00 kN/m²**) sia nella configurazione allo stato di fatto che quella di post-intervento.
2. **Dal punto di vista sismico, la struttura è in grado di resistere alle sollecitazioni** prodotte dall'applicazione delle accelerazioni **previste per Opere di nuova costruzione sia nella configurazione allo stato di fatto che quella di post-intervento**. Pertanto, a valle delle analisi e verifiche svolte nella presente relazione di calcolo il coefficiente di vulnerabilità sismica ξ_E risulta avere un valore non inferiore all'unità.
3. In tale documento non viene trattata la verifica delle strutture costituenti la diga e si rimanda a Specifico elaborato per valutare la stessa.

ALLEGATO 1: DESCRIZIONE DEL SOFTWARE UTILIZZATO PER LE ANALISI

Nel presente capitolo, si riporta la descrizione del software MIDAS GEN, utilizzato per l'analisi FEM. Tale descrizione è dedotta dal manuale del software e pertanto è in lingua inglese.

A.1. General description

The numerical analyses for evaluation of the effects of the design actions on the relevant structural elements were performed by means of MIDAS/GEN computer software, distributed by MIDAS Information Technology Co. Ltd.

A brief description of the software package is provided below.

MIDAS/GEN is a finite element software for structural analysis distributed by MIDAS Information Technology Co. Ltd. The program calculates displacements, stresses and resultant forces under the hypotheses of both linear or non-linear (geometry/material) structural behaviour. All MIDAS/GEN data, including model information, analysis results, and design results, can be accessed using a tabular data structure.

The analysis engine offers the following features:

- Static and dynamic analysis
- Linear and non linear analysis
- Dynamic seismic analysis and static push over analysis
- Vehicle live- load analysis for bridges
- Geometric nonlinearity, including P-delta and large-displacement effects
- Staged (incremental) construction
- Creep, shrink age, and aging effects
- Buckling analysis
- Steady-state and power-spectral-density analysis
- Frame and shell structural elements, including beam- column, truss, membrane, and plate behaviour
- Cable and Tendon elements
- Two-dimensional plane and axis symmetric solid elements
- Three-dimensional solid elements
- Non linear link and support elements
- Frequency-dependent link and support properties.

A.2. General calculation steps

The following general steps are required to analyze and design a structure using MIDAS GEN:

1. Create or modify a model that numerically defines the geometry, properties, loading, and analysis parameters for the structure
2. Perform an analysis of the model (static or modal analysis)
3. Review the results of the analysis
4. Check and optimize the design of the structure with the standard codes (EC2, EC3..)

This is usually an iterative process that may involve several cycles of the above sequence of steps.

A.3. Coordinate systems and nodes

MIDAS/Gen provides the following coordinate systems:

- Global Coordinate System (GCS)
- Element Coordinate System (ECS)
- Node local Coordinate System (NCS)

The GCS (Global Coordinate System) uses capital lettered "X-Y-Z axes" in the conventional Cartesian coordinate system, following the right hand rule.

The GCS is used for node data, the majority of data entries associated with nodes and all the results associated with nodes such as nodal displacements and reactions.

The GCS defines the geometric location of the structure to be analyzed, and its reference point (origin) is automatically set at the location, $X=0$, $Y=0$ and $Z=0$, by the program. Since the vertical direction of the program screen represents the Z-axis in MIDAS/Gen, it is convenient to enter the vertical direction of the structure to be parallel with the Z-axis in the GCS. The Element Coordinate System (ECS) uses lower case "x-y-z axes" in the conventional Cartesian coordinate system, following the right hand rule. Analysis results such as element forces and stresses and the majority of data entries associated with elements are expressed in the local coordinate system.

A.4. Beam elements

Two nodes define a Prismatic/Non-prismatic, three-dimensional beam element.

Its formulation is founded on the Timoshenko Beam theory taking into account the stiffness effects of tension/compression, shear, bending and torsional deformations. In the Section Dialog Box, only one section is defined for a prismatic beam element whereas, two sections corresponding to each end are required for a non-prismatic beam element. MIDAS/Gen assumes linear variations for cross-sectional areas, effective shear areas and torsional stiffness along the length of a non-prismatic element. For moments of inertia about the major and minor axes, you may select a linear, parabolic or cubic variation.

A.4.1. Output for element forces

The sign convention for beam element forces is shown in Figure o-1. The arrows represent the positive (+) directions. Element stresses follow the same sign convention. However, stresses due to bending moments are denoted by '+' for tension and '-' for compression.

The arrows represent the positive (+) directions of element forces.

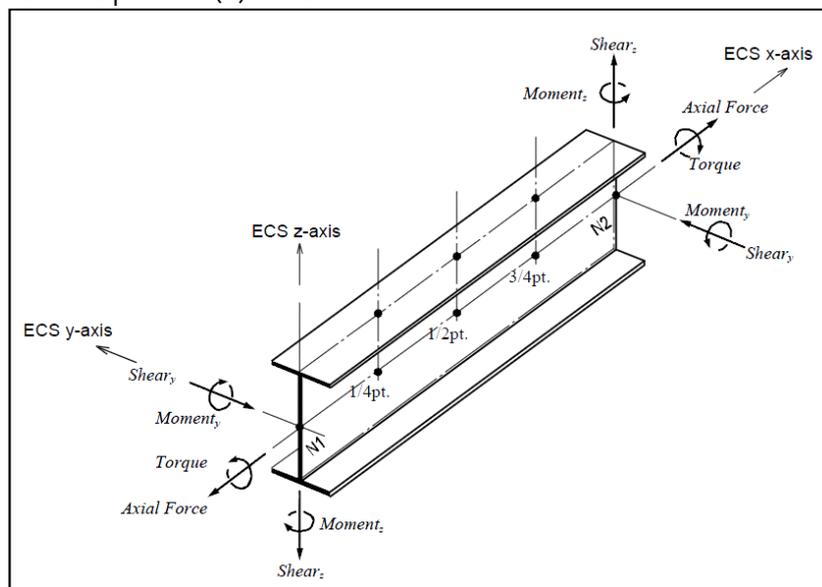


Figure o-1: Sign convention for ECS and element forces (or stresses) of a beam element

A.5. Plate elements

Three or four nodes placed in the same plane define a plate element. The element is capable of accounting for in-plane tension/compression, in-plane/out-of-plane shear and out-of-plane bending behaviours.

This element can be used to model the structures in which both in-plane and out of-plane bending deformations are permitted to take place, such as pressure vessels, retaining walls, bridge decks, building floors and mat foundations.

Pressure loads can be applied to the surfaces of the elements in either the GCS or ECS.

A plate element can be either quadrilateral or triangular in shape where its stiffness is formulated in two directions, in-plane direction axial and shear stiffness and out-of plan bending and shear stiffness.

The out-of-plane stiffness used in MIDAS/Gen includes two types of elements, DKT/DKQ (Discrete Kirchhoff elements) and DKMT/DKMQ (Discrete Kirchhoff-Mindlin elements). DKT/DKQ were developed on the basis of the Kirchhoff Thin Plate theory.

Whereas, DKMT/DKMQ were developed on the basis of the Mindlin-Reissner Thick Plate theory, which results in superb performances on thick plates as well as thin plates by incorporating appropriate shear strain fields to resolve the shear locking problem.

The in-plane stiffness of the triangular element is formulated in accordance with the Linear Strain Triangle (LST) theory, whereas the Iso-parametric Plane Stress Formulation with Incompatible Modes is used for the quadrilateral element.

The user may separately enter different thicknesses for an element for calculating the in-plane stiffness and the out-of-plane stiffness. In general, the self-weight and mass of an element are calculated from the thickness specified for the in-plane stiffness. However, if only the thickness for the out-of-plane stiffness is specified, they are calculated on the basis of the thickness specified for the out-of-plane stiffness.

Similar to the plane stress element, the quadrilateral element type is recommended for modeling structures with plate elements.

A.5.1. Element d.o.f. and the ECS

The ECS for plate elements is used when the program calculates the element stiffness matrices. Graphic displays for stress components are also depicted in the ECS in the post-processing mode.

The element's translational d.o.f. exists in the ECS x, y and z-directions and rotational d.o.f. exists in the ECS x and y-axes.

The ECS uses x, y & z-axes in the Cartesian coordinate system, following the right hand rule. The directions of the ECS axes are defined as presented in Figure o-2.

In the case of a quadrilateral (4-node) element, the thumb direction signifies the ECS z-axis. The rotational direction (N₁..N₂..N₃..N₄) following the right hand rule determines the thumb direction. The ECS z-axis originates from the centre of the element surface and is perpendicular to the element surface. The line connecting the mid-point of N₁ and N₄ to the mid-point of N₂ and N₃ defines the direction of ECS x-axis. The perpendicular direction to the x-axis in the element plane now becomes the ECS y-axis by the right-hand rule.

For a triangular (3-node) element, the line parallel to the direction from N₁ to N₂, originating from the centre of the element becomes the ECS x-axis. The y and z-axes are identically defined as those for the quadrilateral element.

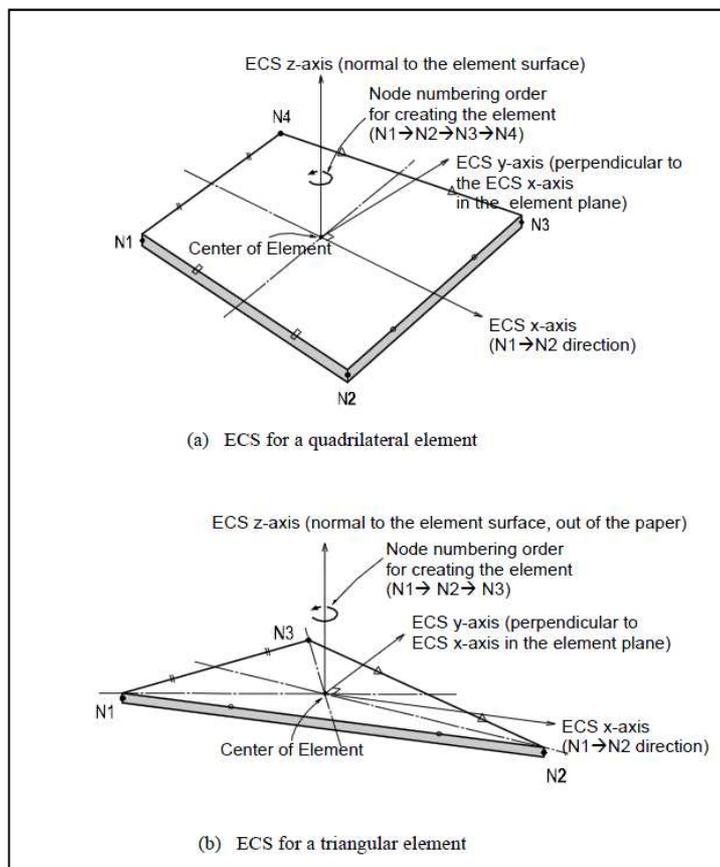


Figure 0-2: Arrangement of plate elements and their ECS

A.5.2. Output for element forces

The sign convention for plate element forces and stresses is defined relative to either the ECS or GCS. The following descriptions are based on the ECS.

- Output for element forces at connecting nodes
- Output for element forces per unit length at connecting nodes and element centres
- Output for element stresses at top and bottom surfaces at connecting nodes and element centres

At a connecting node, multiplying each nodal displacement component by the corresponding stiffness component of the element produces the element forces.

In order to calculate element forces per unit length at a connecting node or an element centre, the stresses are separately calculated for in-plane and out-of plane behaviours and integrated in the direction of the thickness.

The element forces per unit length can be effectively applied to the design of concrete members. For stresses at the connecting nodes and element centres, the stresses calculated at the integration points (Gauss Points) are extrapolated.

A.5.3. Output for element forces

The following Figure 0-3 shows the sign convention for element forces. The arrows represent the positive (+) directions.

A.5.4. Output for element forces per unit length

The following Figure o-4 shows the sign convention for element forces per unit length at connecting nodes and element centres. The arrows represent the positive (+) directions.

A.5.5. Output for element forces per unit length

The following Figure o-5 shows:

- the top and bottom surface locations where element stresses are produced at connecting nodes and element centres.
- the sign convention for element stresses.

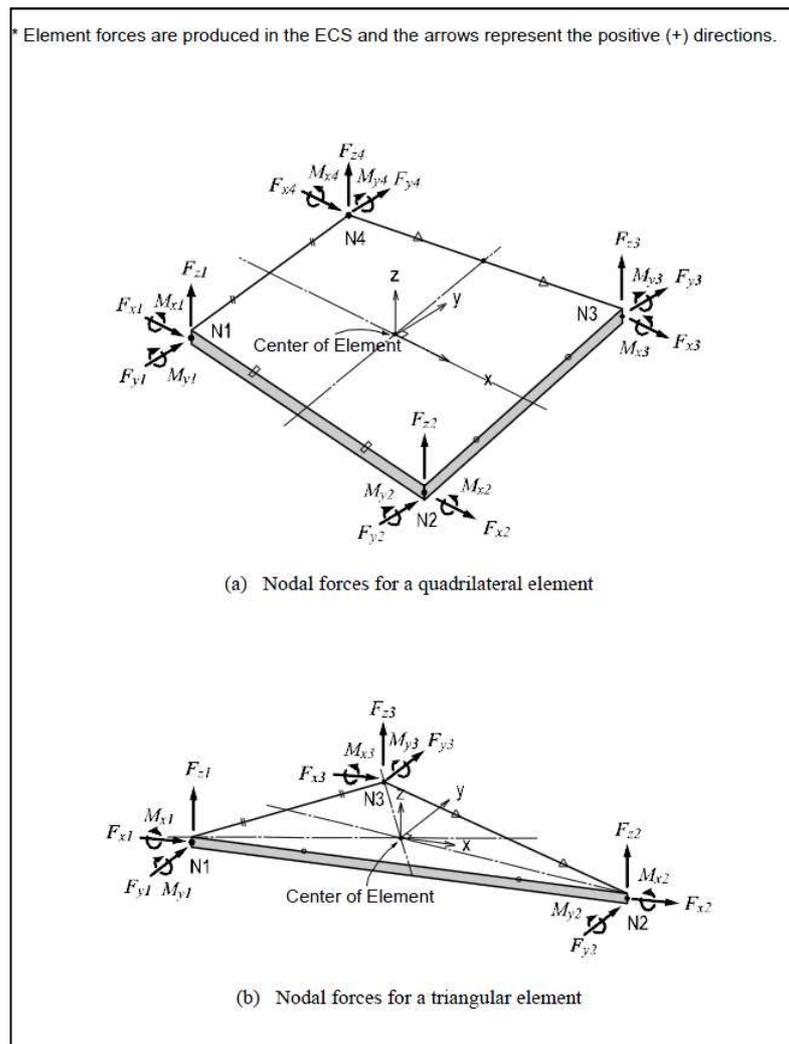
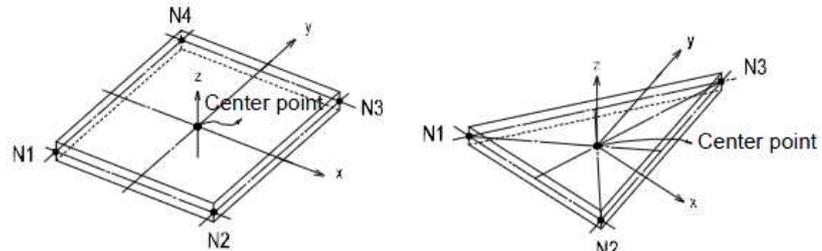


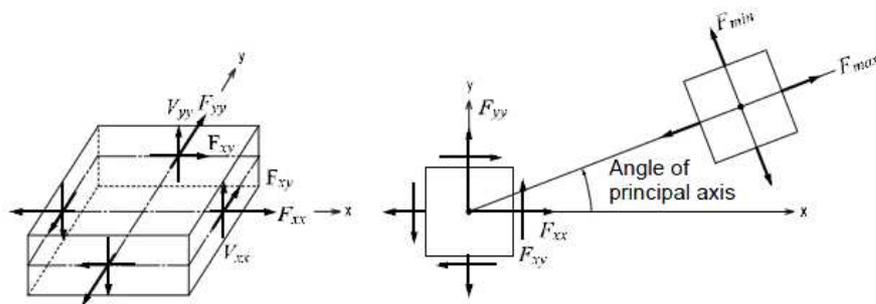
Figure o-3: Sign convention for nodal forces at each node of plate elements

* Element forces are produced in the ECS and the arrows represent the positive (+) directions.

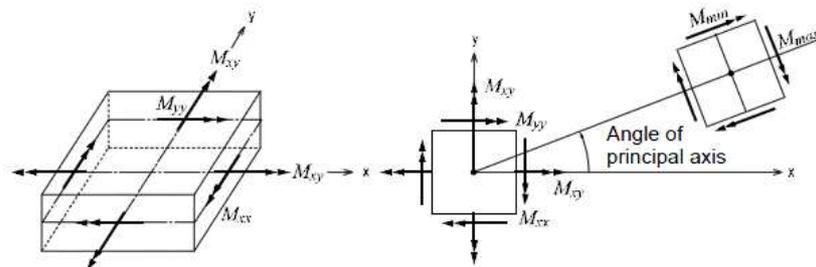


• Output locations of element forces per unit length

(a) Output locations of element forces



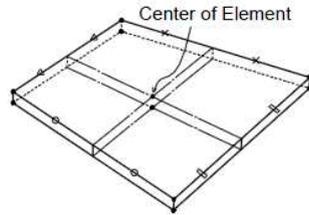
(b) Forces per unit length due to in-plane actions at the output locations



(c) Moments per unit length due to out-of-plane bending actions at the output locations

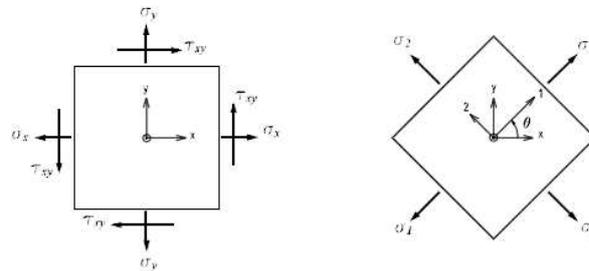
Figure o-4: Output locations of plate element forces per unit length and the sign convention

* Element forces are produced in the ECS and the arrows represent the positive (+) directions.



- Output locations of the element stresses (at each connecting node and the center at top/bottom surfaces)

(a) Output locations of element stresses



σ_x : Axial stress in the ECS x - direction

σ_y : Axial stress in the ECS y - direction

τ_{xy} : Shear stress in the ECS x - y plane

$$\sigma_1 : \text{Maximum principal stress} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

$$\sigma_2 : \text{Minimum principal stress} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

$$\tau_{xy} : \text{Maximum shear stress} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

θ : Angle between the x - axis and the principal axis, 1

$$\sigma_{eff} : \text{von - Mises Stress} = \sqrt{(\sigma_1^2 - \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2^2)}$$

(b) Sign convention for plate element stresses

Figure o-5: Output locations of plate element stresses and the sign convention