

**PROGETTO DEFINITIVO PER LA REALIZZAZIONE DI IMPIANTO
AGRIVOLTAICO E OPERE CONNESSE, DELLA POTENZA DI
PICCO PARI A 144,21 MWp
Comune di Sassari (SS) Loc. "Giuanne Abbas" e "Elighe
longu"**

Autorizzazione **U**nica
(art.12 D.lgs 387/2003 e s.m.i.)

Oggetto:

3.07-CIV-Relazione di calcolo strutture edificio SSE

Proponente:



SIGMA ARIETE S.R.L.

Via Mercato n.3, MILANO (MI), 20121

P.I. 11467070964

REA MI - 2604780

PEC sigmaariete@legalmail.it

Progetto sviluppato da Regener8 Power per Canadian Solar



<https://regener8power.com/>

The Surrey Technology Centre,

The Surrey Research Park, Guildford, Surrey, England,
GU2 7YG

Progettista :



Stantec S.p.A.

Centro Direzionale Milano 2, Palazzo Canova

Segrate (Milano)

italia.info@stantec.com - Phone: +39 02 94757240

Rev. N.	Data	Descrizione modifiche	Redatto da	Rivisto da	Approvato da
0	26/11/2021	Emissione	L.Rossi	L. Lavazza	L. Lavazza

Fase progetto: **Definitivo**

Formato elaborato: **A4**

Nome File: **3.07-00-A-CIV-Relazione di calcolo strutture - SSE.docx**

Indice

1. Premessa	2
2. Normativa di riferimento e fonti consultate	3
3. Descrizione delle opere	4
4. Descrizione geografica	6
5. Carichi di progetto edificio	7
5.1 Carichi permanenti	7
5.1.1 Pesi permanenti strutturali (G1).....	7
5.1.2 Pesi permanenti non strutturali (G2)	7
5.2 Sovraccarichi (Q)	7
5.3 Azione della neve (Q neve)	8
5.4 Azione del vento	8
5.5 Azione sismica (E)	9
6. Materiali	12
6.1 Calcestruzzo armato	12
6.1.1 Magrone	12
6.1.2 Fondazioni gettate in opera	12
6.1.3 Calcestruzzo per elementi prefabbricati.....	12
6.1.4 Acciaio di armatura	13
7. Software impiegato per le analisi FEM	14
7.1 Sistemi di riferimento	14
7.2 Elementi beam	14
7.2.1 Output delle azioni interne	15
7.3 Elementi plate	15
7.3.1 Gradi di libertà degli elementi e ecs	16
7.3.2 Output delle azioni interne	17
8. Edificio di controllo – Analisi e verifiche	21
8.1 Analisi strutturale tramite modello FEM	21
8.2 Geometria del modello	21
8.3 Analisi modale	21
8.4 Combinazioni di carico	22
8.5 Risultati e verifiche	23
8.5.1 Reazioni vincolari.....	23
8.5.2 Diagrammi azioni interne.....	24
8.5.3 Verifiche pilastri.....	27
8.5.4 Verifiche travi trasversali	28
8.5.5 Verifiche travi longitudinali.....	29
8.5.6 Verifica fondazioni.....	30

1. Premessa

Il presente documento costituisce la relazione di calcolo strutturale delle opere relative al progetto definitivo per la realizzazione di un nuovo impianto agrivoltaico denominato "Ecovoltaico Nurra" (Parco Agrivoltaico eco-tecnologico), ubicato nel Comune di Sassari (SS) e delle relative opere di connessione.

L'impianto fotovoltaico sarà esercito in parallelo alla rete di distribuzione elettrica in regime di cessione totale ed avrà potenza di picco pari a 144,21 MWp e potenza di immissione pari a circa 144,55 MVA.

L'impianto sarà realizzato nell'ambito delle disposizioni del Decreto Legislativo del 29 dicembre 2003 n.387 in attuazione della Direttiva CE 2001/77 per la promozione della produzione di energia elettrica ottenuta da fonti rinnovabili. Nel citato decreto legislativo, all'art. 12 comma 1 è dichiarato che gli impianti in oggetto "...sono di pubblica utilità ed indifferibili ed urgenti...".

Il progetto sarà del tipo grid connected e prevede la costruzione di una nuova linea elettrica interrata in media tensione (MT), che permetterà di allacciare l'impianto alla Rete Elettrica Nazionale tramite un collegamento in antenna alla futura Sottostazione Utente (SS), localizzata a circa 9,22 km, proseguendo lungo la Strada Provinciale SP42 e successivamente lungo la SP65.

Le opere civili di cui si riportano le valutazioni strutturali sono quelle relative all'edificio di controllo presente all'interno della sottostazione elettrica.

L'edificio di controllo è un fabbricato monopiano destinato ad accogliere quadri elettrici. Vista l'esigenza di realizzare uno spazio coperto libero da elementi strutturali si è definita una struttura in calcestruzzo armato prefabbricato con travi e pilastri in calcestruzzo armato vibrato.

Data l'assenza di uno studio geologico e geotecnico dell'area, la relazione è stata redatta sulla base dei dati geologici e geotecnici dall'area di impianto limitrofa. Maggiori approfondimenti, necessari per lo sviluppo delle fasi di progettazione successive, dal punto di vista geognostico possono portare a variazioni dei risultati di seguito presentati.

2. Normativa di riferimento e fonti consultate

Di seguito sono elencati i principali riferimenti Normativi a cui si farà riferimento nella presente relazione.

D.M. 17/01/2018 "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»".

Circolare n.7 Reg. Atti Int. CONSUP del 21.01.2019 "Istruzioni per l'applicazione dello "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018

CNR-DT 207 - Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni

UNI EN 1990. Criteri generali di progettazione strutturale.

UNI EN 1991-1-1 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici

UNI EN 1991-1-3 Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve

UNI EN 1991-1-4 Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento

UNI EN 1991-1-6 Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione

UNI EN 1993-1-1 Parte 1-1: Progettazione delle strutture in acciaio. Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1993-1-3 Parte 1-3: Progettazione delle strutture in acciaio. Regole generali - Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo

UNI EN 1993-1-4 Parte 1-4: Progettazione delle strutture in acciaio. Regole generali - Regole supplementari per acciai inossidabili

UNI EN 1993-1-5 Parte 1-5: Progettazione delle strutture in acciaio. Elementi strutturali a lastra

UNI EN 1993-1-8 Parte 1-8: Progettazione delle strutture in acciaio. Progettazione dei collegamenti

UNI EN 1997-1 Parte 1: Progettazione geotecnica. Regole generali

UNI EN 1997-2 Parte 2: Progettazione geotecnica. Indagini e prove nel sottosuolo

UNI EN 1998-1 Parte 1: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici

UNI EN 1992-1-1 Parte 1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Regole generali e regole per gli edifici

3. Descrizione delle opere

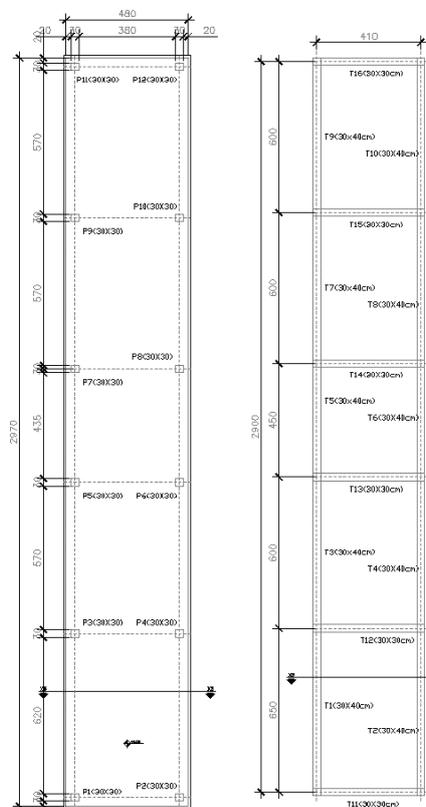
L'edificio presenta una dimensione in pianta di 29,2 x 4,4 m ed altezza pari a circa 3 m da piano campagna. L'edificio si fonda su una platea in c.a. C25/30 gettata in opera di dimensioni in pianta 4,80 m per 29,60 m ed è caratterizzata da uno spessore di 30 cm. Al di sotto del piano di posa viene disposto uno strato di calcestruzzo magro dello spessore di 10 cm.

La struttura fuori terra è realizzata mediante due telai in c.a. C30/37 a cinque campate di luce rispettivamente 6,50 , 6,00 m, 4,50 m, 6,00 m e 6,00m , posti ad interasse 4,10 m, incastrati nella platea di fondazione. Il solaio di copertura è piano ed è posto a quota 3 m rispetto al piano campagna.

Le travi disposte sui pilastri sono posate in semplice appoggio, dovranno essere previsti all'intersezione tra travi e pilastri appositi dispositivi al fine di evitare i dislocamenti delle travi quando soggette ad azioni orizzontali.

Il telaio trasversale è composto da travi e pilastri hanno sezione pari a 30x30 cm, mentre le travi in direzione longitudinale hanno sezione 30x40 cm.

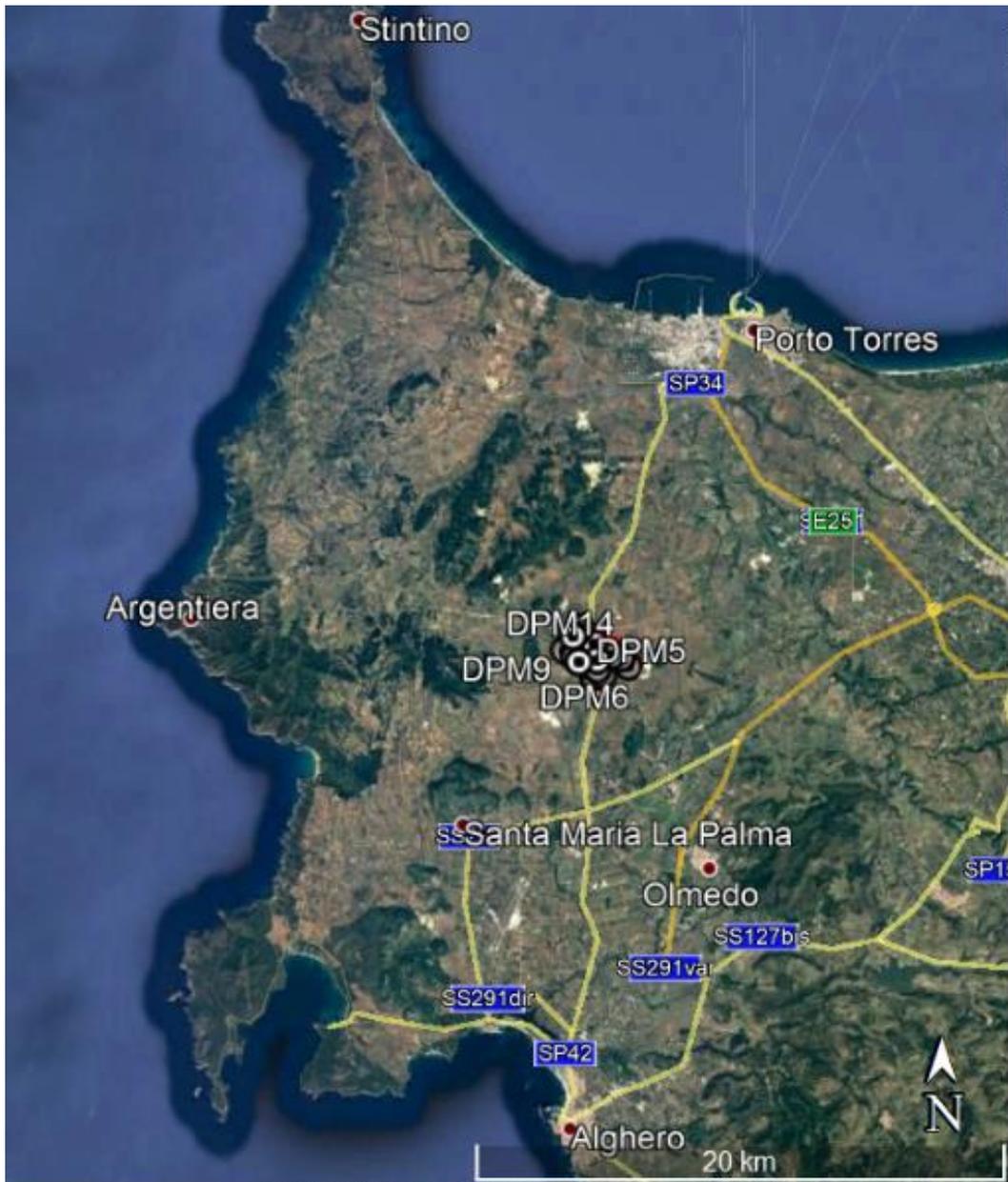
Le strutture sono completate con pannelli di tamponamento leggeri costituiti da due strati sottili in materiale di peso ridotto, aventi funzione resistente e con interposto uno strato di isolante.



4. Descrizione geografica

L'area di studio si trova nella Nurra a metà strada tra Porto Torres ed Alghero.

L'impianto in progetto sarà ubicato all'incrocio tra la SP42 e la SP18, in vicinanza delle località Campanedda, Rumanedda La Corte e Saccheddu, interessando una superficie di circa 350 ettari, prevalentemente pianeggiante o a bassa pendenza.



L'area su cui si intende realizzare l'impianto è attualmente occupata da aree dedicate in massima parte a pascolo.

5. Carichi di progetto edificio

5.1 Carichi permanenti

5.1.1 Pes permanenti strutturali (G1)

Il peso proprio delle strutture costituenti il fabbricato sono calcolate in automatico dal software a elementi finiti, tenuto conto dei volumi degli elementi strutturali e del peso specifico dei materiali assegnati agli elementi. Per gli elementi in calcestruzzo armato si è considerato un peso specifico pari a 25 kN/m^3 .

5.1.2 Pes permanenti non strutturali (G2)

Si riferisco al peso del solaio di copertura e ai pannelli di chiusura della struttura.

Come pannelli di chiusura si ipotizzano dei pannelli leggeri costituiti da due strati sottili in materiale di peso ridotto, aventi funzione resistente e con interposto uno strato di isolante, aventi un peso di circa 1.5 kN/mq .

Il carico permanente dovuto alla copertura di spessore pari a 30 cm si assume pari a: 3.8 kN/mq a cui si sommano il carico della guaina bituminosa pari a $0,1 \text{ kN/mq}$, e quello del ghiaietto $16-32 \text{ mm}$ sp. 5 cm pari a $1,1 \text{ kN/mq}$.

I carichi vengo poi distribuiti secondo area d'influenza.

5.2 Sovraccarichi (Q)

5.2.1.1 Solaio di copertura

La copertura è inquadrata in Cat. H *Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione*, viene considerato un sovraccarico di $0,50 \text{ kN/m}^2$

5.2.1.2 Platea fondazione

Il solaio del piano terra insiste direttamente sulla platea di fondazione. In ragione del tipo di apparecchiature installate è assunto un sovraccarico di $5,0 \text{ kN/m}^2$, inquadrato in Cat. E2 *Ambienti ad uso industriale*.

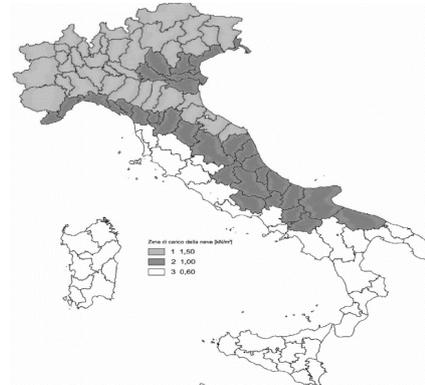
5.3 Azione della neve (Q neve)

L'azione della neve è determinata in accordo al §3.4 delle NTC2018. I valori del carico da neve sono stati determinati come riportato a seguire.

AZIONI DELLA NEVE NTC2018 § 3.4

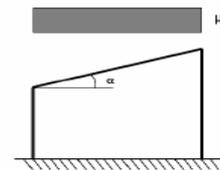
$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t$$

Zona III			
as	<i>m</i>	75	altitudine di riferimento del sito di costruzione
q_{sk}	<i>kN/m²</i>	0,60	valore di riferimento del carico della neve al suolo
C_E	<i>Normale</i>	1,00	coefficiente di esposizione
C_t		1,00	coefficiente termico



Copertura a una falda

α	<i>gradi</i>	0,0	
μ_i		0,80	coefficiente di forma della copertura
q_s	<i>kN/m²</i>	0,48	carico da neve su copertura



Il carico da vento è stato applicato sulle strutture secondo gli schemi di calcolo proposti dalle NTC2018.

DM 2018 - Capitolo 3.3 Azione del vento

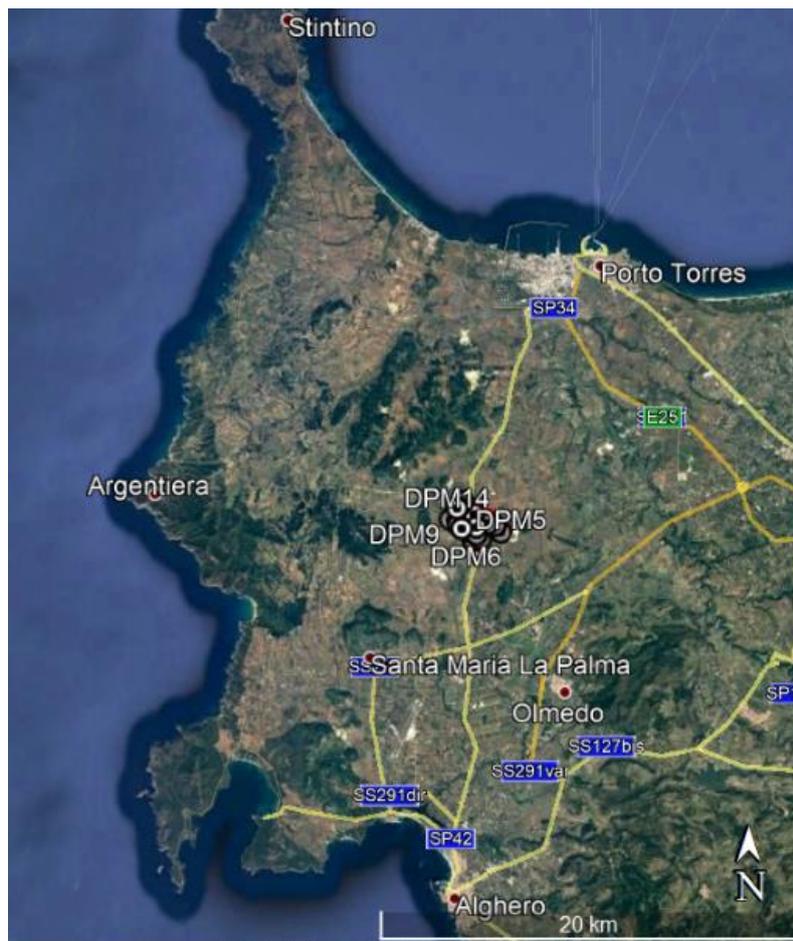
ZONA	6. Sardegna (zona a occidentale)	
a_S	<i>m</i>	75 quota sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione
a₀	<i>m</i>	500 quota s.l.m. di riferimento
v_{b,0}	<i>m/s</i>	28 velocità di riferimento del vento
k_S		0,36
C_a		1 coefficiente d'altitudine
v_b	<i>C_a v_{b,0}</i>	28 velocità di riferimento del vento per T _R = 50 anni
T_R	<i>anni</i>	50 periodo di ritorno di progetto dell'azione del vento
α_R	$0.75 \cdot [1 - 0.2 \cdot \ln(-\ln(1 - 1/T_R))]^{0.5}$	1,00 coefficiente legato al periodo di ritorno di progetto
v_r	<i>α_R v_b</i>	28,00 velocità di riferimento del vento associata al tempo di ritorno di progetto
ρ	<i>kg/m³</i>	1,25 densità dell'aria
q_r	$\frac{1}{2} \rho \cdot v_r^2$	0,49 pressione cinetica di riferimento
CLASSE DI RUGOSITÀ DEL TERRENO	D	Aree prive di ostacoli
CATEGORIA DI ESPOSIZIONE DEL SITO	II	
k_r		0,19 fattore di terreno
z₀	<i>m</i>	0,05 altezza di rugosità
z_{min}	<i>m</i>	4 altezza minima
C_t		1 coefficiente di topografia
C_{e,min} (z)	<i>C_e (z_{min})</i>	1,801 coefficiente di esposizione per z < z _{min}

Si sono ottenute le azioni da vento riportate a seguire.

Simbolo	u.m.	grandezza	descrizione
h	m	3	altezza dell'edificio
h _{SLM}	m	75	quota del sito sul livello del mare
b	m	29,2	dimensione dell'edificio in direzione X
d	m	4,4	dimensione dell'edificio in direzione Y
qr	kN/m ²	0,49	
kr		0,19	fattore di terreno
z0	m	0,05	altezza di rugosità
z _{min}	m	4	altezza minima
ct		1	coefficiente di topografia
C _{e,min}	C _e (Z _{min})	m	1,801 coefficiente di esposizione per z < Z _{min}
cf	folto scabra (ondulata, costolata, piegata, ...)		0,04 coefficiente d'attrito
cd		1	coefficiente dinamico

Determinazione delle forze statiche equivalenti					
VENTO DIREZIONE X			VENTO DIREZIONE Y		
Criterio di calcolo	Edificio basso		Criterio di calcolo	Edificio basso	
z _{e,BOT}	m	3,00	z _{e,BOT}	m	3,00
C _{p,SOP}	0,77	coefficiente di pressione sulla faccia sopravvento	C _{p,SOP}	0,71	coefficiente di pressione sulla faccia sopravvento
C _{p,SOT}	-0,44	coefficiente di pressione sulla faccia sottovento	C _{p,SOT}	-0,32	coefficiente di pressione sulla faccia sottovento
C _{p,L}	-0,90	coefficiente di pressione sulla faccia laterale	C _{p,L}	-0,58	coefficiente di pressione sulla faccia laterale
C _{p,COP}	-0,80	coefficiente di pressione per coperture piane	C _{p,COP}	-0,80	coefficiente di pressione per coperture piane

L'impianto in progetto sarà ubicato all'incrocio tra la SP42 e la SP18, in vicinanza delle località Campanedda, Rumanedda La Corte e Saccheddu, interessando una superficie di circa 350 ettari, prevalentemente pianeggiante o a bassa pendenza.



È previsto di realizzare l'edificio in prossimità del punto definito dalle:

Sardegna

Latitudine (WGS84): 40.0861435 [°]

Longitudine (WGS84): 8.9800262 [°]

L'opera è da considerarsi di tipo "ordinario", la vita nominale V_N è assunta pari a 50 anni. L'opera è ritenuta di classe d'uso II, corrisponderà quindi un coefficiente $C_U = 1$. La vita di riferimento è pari a :

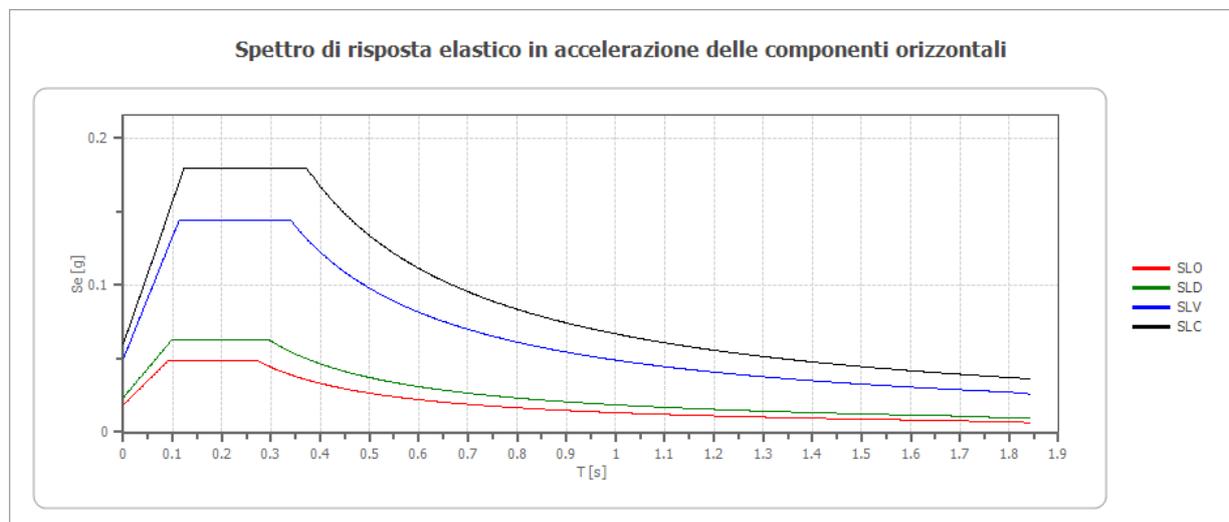
$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1 = 50 \text{ anni}$$

Dalle analisi geologiche e geotecniche è stato possibile riscontrare che il sottosuolo è classificabile in **categoria A**. Inoltre, si assume:

- Coefficiente di smorzamento viscoso ξ : 5 %
- Fattore di alterazione dello spettro elastico $\eta = [10/(5+\xi)]^{(1/2)}$: 1.000
- Categoria topografica: T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore o uguale a 15°

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.004	0.005	0.010	0.012
kv	0.002	0.002	0.005	0.006
amax [m/s ²]	0.182	0.230	0.490	0.591
Beta	0.200	0.200	0.200	0.200

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

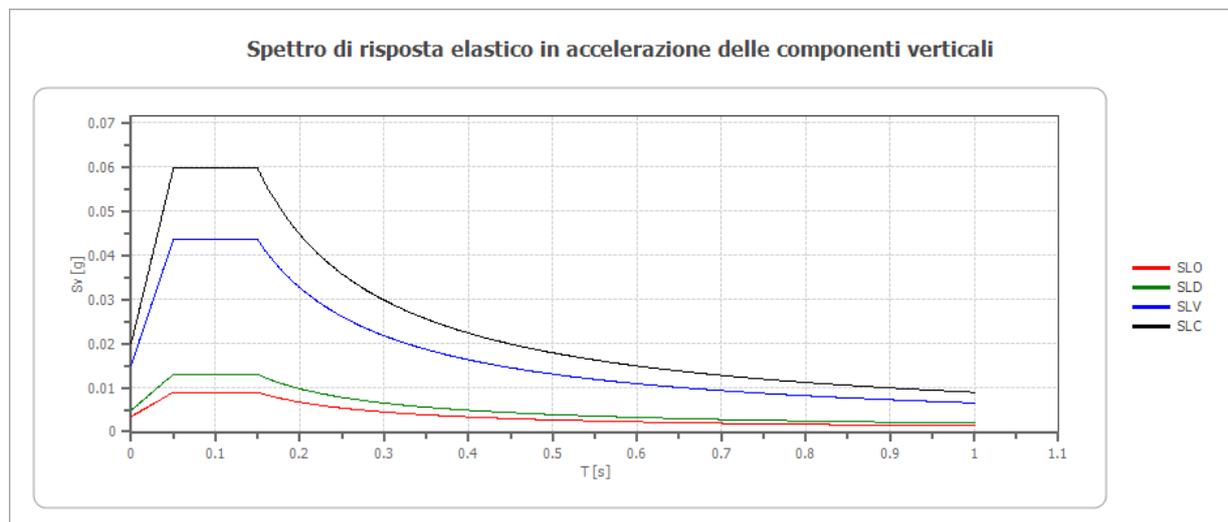


	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1.0	0.019	2.610	0.273	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.091	0.273	1.674	0.019	0.049
SLD	1.0	0.024	2.670	0.296	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.099	0.296	1.694	0.023	0.063
SLV	1.0	0.050	2.880	0.340	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.113	0.340	1.800	0.050	0.144
SLC	1.0	0.060	2.980	0.372	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.124	0.372	1.841	0.060	0.180

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ : 5 %

Fattore di alterazione dello spettro elastico $\eta=[10/(5+\xi)]^{(1/2)}$: 1.000



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1.0	0.019	2.610	0.273	1	1.000	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.003	0.009
SLD	1.0	0.024	2.670	0.296	1	1.000	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.005	0.013
SLV	1.0	0.050	2.880	0.340	1	1.000	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.015	0.043
SLC	1.0	0.060	2.980	0.372	1	1.000	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.020	0.060

6. Materiali

6.1 Calcestruzzo armato

6.1.1 Magrone

Per il getto di magrone posto al fine di realizzare il piano di fondazioni, plinti, e di tutte le opere che ne necessitano è realizzato con calcestruzzo di classe di resistenza C12/15 e presenta le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$E_{cm} = 20000 \text{ MPa};$$

$$\nu = 0.20;$$

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3;$$

$$f_{ck} = 12 \text{ MPa};$$

$$f_{cd} = 6.8 \text{ MPa } (0.85f_{ck}/1.5)$$

6.1.2 Fondazioni gettate in opera

Il calcestruzzo previsto per la realizzazione degli elementi di fondazione è di classe di resistenza C25/30 e presenta le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$E_{cm} = 31000 \text{ MPa};$$

$$\nu = 0.20;$$

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3;$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa};$$

$$f_{cd} = 14.17 \text{ MPa } (=0.85f_{ck}/1.5)$$

Classe di consistenza: S4 (slump tra 16 e 21 cm)

Classe di esposizione: XC2 (Bagnato, raramente asciutto)

Dimensione massima aggregato: 25 mm

6.1.3 Calcestruzzo per elementi prefabbricati

Il calcestruzzo previsto per gli elementi prefabbricati (pilastri, travi, tegoli e getti di completamento degli impalcati) è di classe C45/55 e presenta le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$E_{cm} = 32837 \text{ MPa};$$

$$\nu = 0.20;$$

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3;$$

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa};$$

$$f_{cd} = 17 \text{ MPa } (0.85f_{ck}/1.5)$$

Classe di consistenza: S4 (slump tra 16 e 21 cm)

Classe di esposizione: XC4

Dimensione massima aggregato: 25 mm

6.1.4 Acciaio di armatura

L'acciaio impiegato per le armature di strutture in CA deve essere di tipo B450C e presentare le seguenti caratteristiche:

$E = 210000 \text{ MPa}$;

$\nu = 0.30$;

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

$\gamma = 78.50 \text{ kN/m}^3$;

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

$f_{uk} = 540 \text{ MPa}$

7. Software impiegato per le analisi FEM

Le sollecitazioni di progetto utili per la verifica delle strutture sono state desunte da un modello agli elementi finiti tridimensionale elaborato con il codice di calcolo Midas Gen di Midas Information Technology di estesa commercializzazione.

I modelli strutturali sono stati realizzati congruentemente alle geometrie strutturali e alle caratteristiche dei materiali rappresentate negli elaborati strutturali di progetto.

7.1 Sistemi di riferimento

In Midas Gen sono definiti i seguenti sistemi di coordinate

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

Il GCS usa le lettere maiuscole X, Y e Z per definire un sistema di coordinate cartesiale globale, che segue la regola della mano destra. È utilizzato per la maggior parte della definizione degli input, compreso ad esempio la definizione dei nodi e la restituzione di risultati globali ad essi associati, quali spostamenti e reazioni vincolari.

Il GCS definisce la posizione geometrica della struttura da analizzare e il suo punto di riferimento (l'origine) è automaticamente fissata al set di coordinate (0,0,0). Dal momento che la direzione verticale è rappresentata dall'asse Z è convenzionale modellare le strutture nel loro sviluppo verticale lungo questo asse.

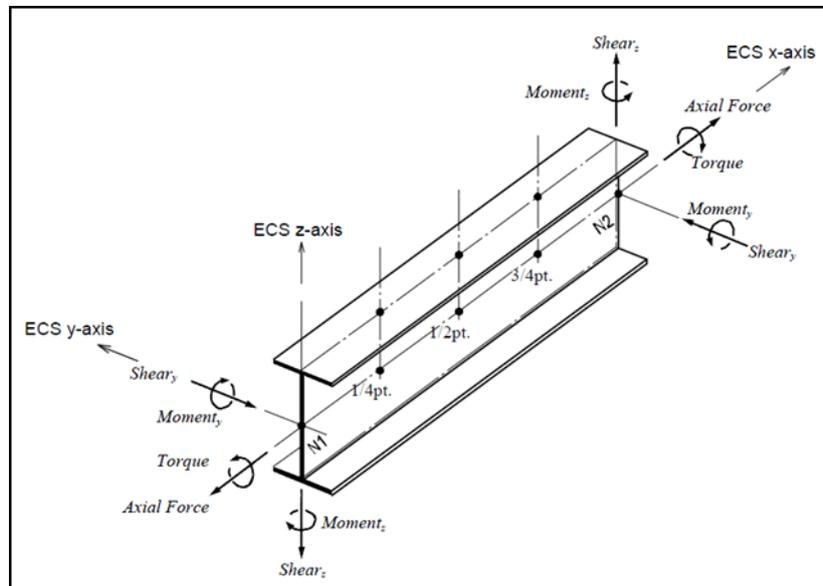
L'ECS usa le lettere minuscole x,y e z per definire un sistema di riferimento cartesiano, che segue la regola della mano destra, associati a un elemento. I risultati delle analisi in termini di forze interne e tensioni e la maggior parte degli input associati al singolo elemento sono espressi in questo sistema di coordinate locali.

7.2 Elementi beam

Gli elementi a due nodi assimilabili a elementi strutturali monodimensionali, quali travi e pilatri, sono stati modellati come elementi beam. La formulazione di tali elementi è basata sulla teoria della trave di Timoshenko, considerando le capacità di rigidità in tensione e compressione, taglio e le capacità deformative in condizione di flessione e torsione. La definizione delle caratteristiche della sezione trasversale, caratterizzanti la meccanica dell'elemento, sono definite da apposite finestre di dialogo all'interno del software.

7.2.1 Output delle azioni interne

Per gli elementi beam la convenzione dei segni è quella riportata nella figura seguente, le frecce indicano i versi delle sollecitazioni considerate come positive.



7.3 Elementi plate

Gli elementi planari a 3 o 4 nodi sono definiti come elementi plate (i nodi che definiscono l'elemento saranno chiamati N1, N2, N3 e, nel caso di elemento a 4 nodi, N4). Questa tipologia di elemento è capace di tener conto di tensioni e compressioni nel piano, sforzi di taglio dentro e fuori dal piano e sollecitazioni di momento flettente nel piano.

Questo elemento può essere utilizzato per modellare strutture in cui sono permesse sia flessioni nel piano sia fuori dal piano, ad esempio per definire serbatoi in pressione, muri di contenimento, impalcato da ponte, impalcato di edifici, fondazioni continue.

I carichi di pressione possono essere applicati sulle superfici degli elementi secondo i sistemi di riferimento GCS o ECS.

Un elemento plate può avere forma quadrilatera o triangolare, con rigidità assiale e a taglio nel piano e rigidità flessionale e a taglio fuori dal piano di riferimento.

Il comportamento flessionale degli elementi plate è descritto secondo due approcci: DKT/DKQ (Discrete Kirchhoff elements) e DKMT/DKMQ (Discrete Kirchhoff-Mindlin elements). DKT/DKQ è sviluppato sulla base della teoria della teoria di Kirchhoff per elementi bidimensionali sottili, DKMT/DKMQ è sviluppata sulla base della teoria Mindlin-Reissner per elementi bidimensionali moderatamente spessi.

Il comportamento nel piano è formulato in accordo alla teoria LST (Linear Strain Triangle) per gli elementi a 3 nodi e in accordo alla formulazione degli elementi isoparametrici a tensione piana con aggiunta di modi incompatibili per gli elementi a 4 nodi.

In generale, la rigidità è valutata in maniera automatica dal software a partire dallo spessore e dai parametri meccanici definiti dall'utente per gli elementi; il peso proprio strutturale e la massa strutturale di un elemento plate sono valutati in maniera automatica dal software a partire dallo spessore assegnato all'elemento e da peso nell'unità di volume e densità di massa definita per il materiale assegnati all'elemento.

7.3.1 Gradi di libertà degli elementi e ecs

Il sistema di riferimento ECS di ogni elemento è utilizzato quando il programma calcola la matrice di rigidità per l'elemento. Gli output grafici delle componenti di sollecitazione sono riportate anche nell'ECS nella fase di post-processing.

I gradi di libertà traslazionali esistono nell'ECS come direzioni XYZ e le rotazioni sono definite rispetto agli assi x e y dell'ECS. Le direzioni degli assi dell'ECS sono rappresentate nella Figura 7-1. In caso di elementi quadrilateri, la direzione del pollice rispetto alla regola della mano destra definisce l'asse Z dell'ECS. La direzione di rotazione (N1, N2, N3, N4) segue la regola della mano destra e definisce la direzione del verso positivo. L'asse Z dell'ECS ha origine dal centro della superficie dell'elemento e ha direzione perpendicolare a essa. La linea che connette il punto medio tra N1 e N4 e il punto medio tra N2 e N3 definisce la direzione dell'asse x. La direzione perpendicolare all'asse x diventa la direzione dell'asse y dell'ECS con verso stabilito dalla regola della mano destra.

Per un elemento triangolare, la linea parallela alla direzione che va da N1 a N2, passante per il centro dell'elemento diventa l'asse X dell'ECS. Le direzioni y e z sono definite come per gli elementi a 4 lati prima descritti.

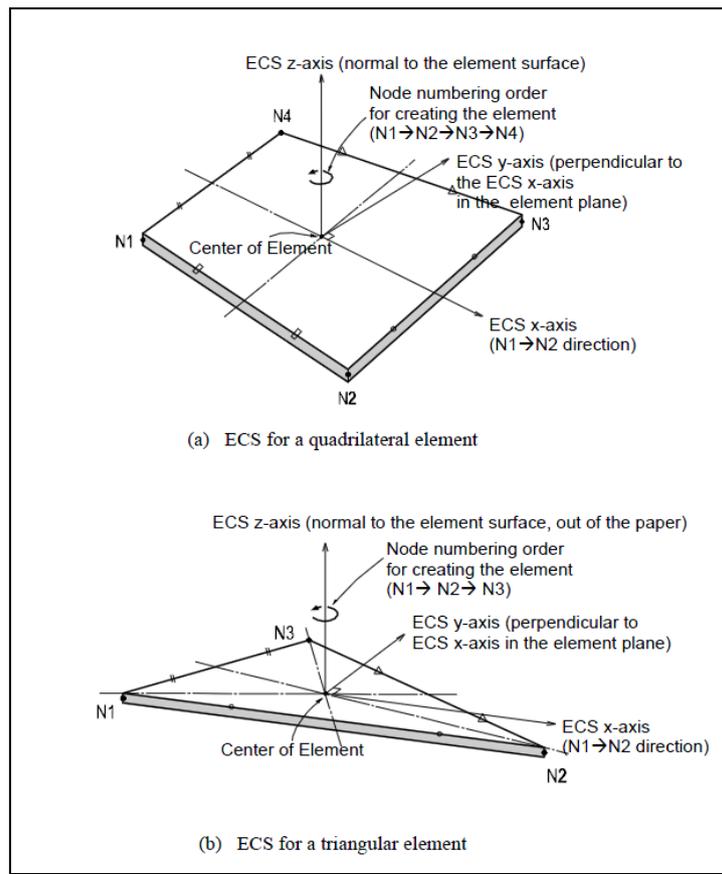


Figura 8-1 - Definizione degli elementi plate e rispettivi ECS

7.3.2 Output delle azioni interne

La convenzione dei segni per le azioni interne di un elemento plate e per le sollecitazioni è definita sia dall'ECS che dal GCS.

I seguenti risultati di output sono definite con riferimento all'ECS:

- Azioni sui nodi di connessione
- Azioni per unità di lunghezza sui nodi di connessione e sul baricentro dell'elemento
- Tensioni sulla superficie superiore e inferiore in corrispondenza dei nodi di connessione

In ogni nodo, moltiplicando ogni componente di spostamento nodale per la corrispondente componenti di rigidità viene determinata l'azione dell'elemento sul nodo.

Per calcolare le forze per unità di lunghezza in un nodo di connessione o nel baricentro di un elemento, le tensioni sono calcolate separatamente per il comportamento nel piano e quello fuori dal piano e integrate nella direzione dello spessore.

Nelle figure successive sono mostrate le convenzioni secondo le quali sono esplicitate le sollecitazioni sugli elementi plate. Le frecce indicano il verso positivo delle forze.

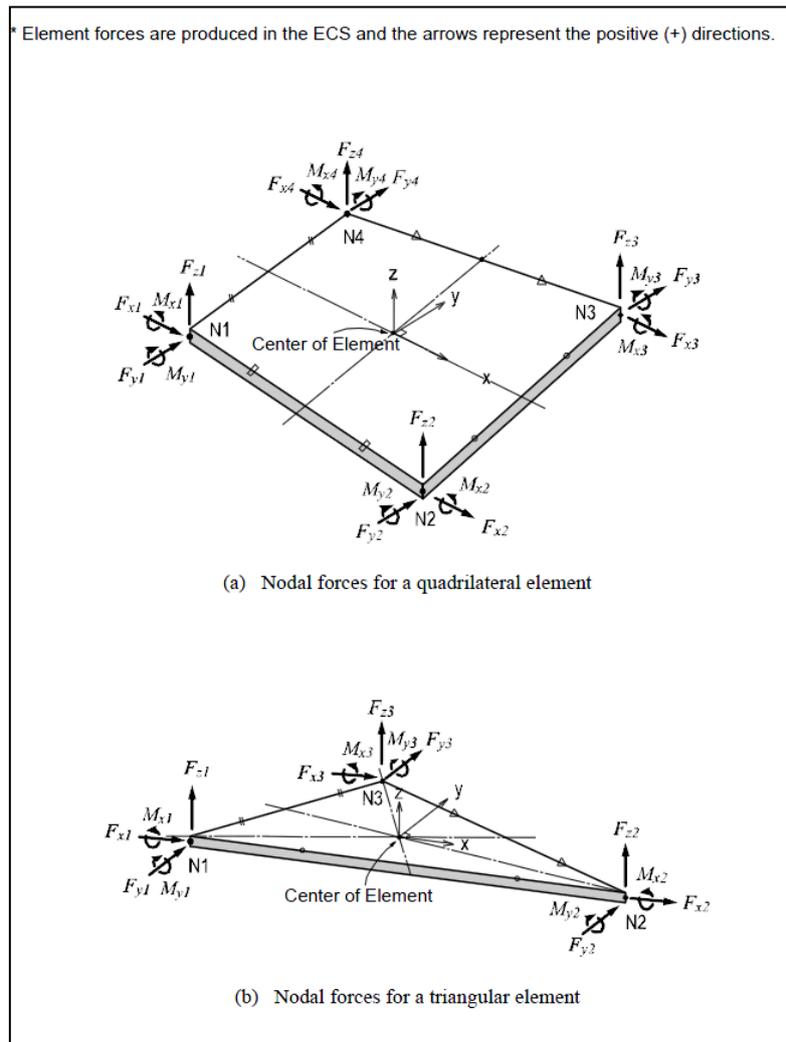


Figura 8-2 - Convenzione dei segni per le forze nodali degli elementi plate

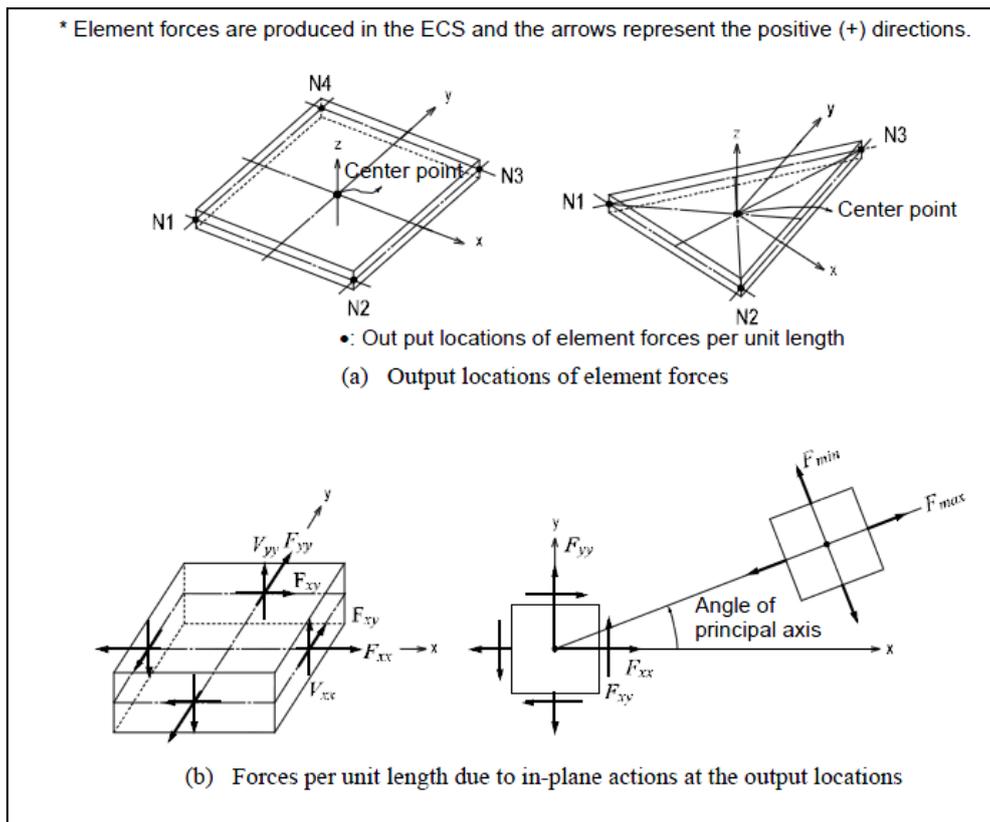


Figura 8-3 – Convenzione dei segni per l'output delle forze per unità di lunghezza

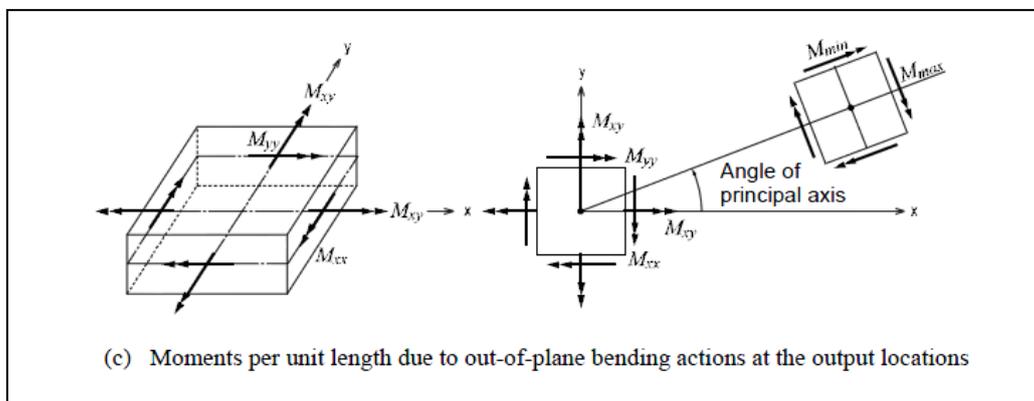


Figura 8-4 - Convenzione dei segni per le azioni flessionali fuori dal piano

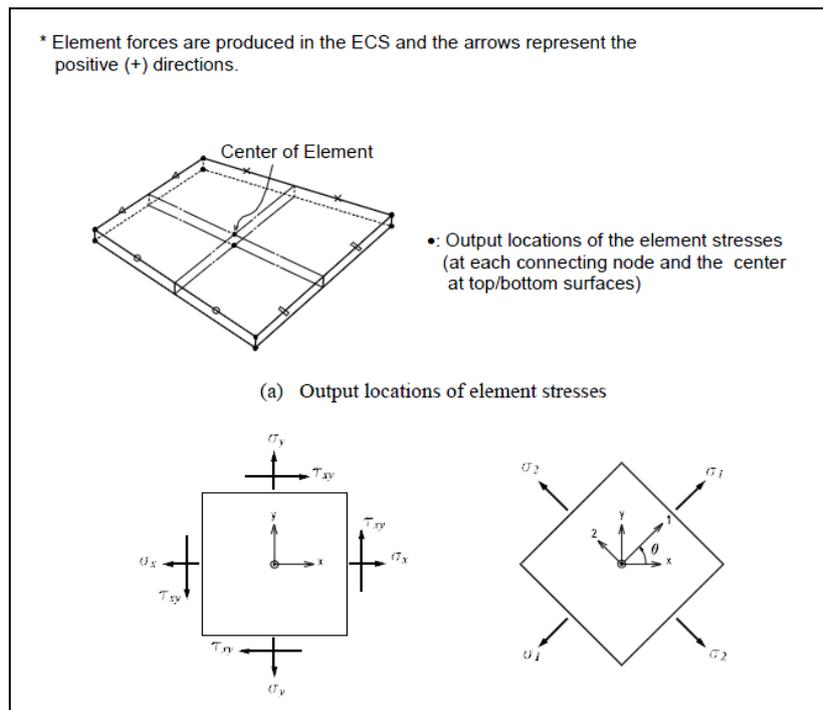


Figura 8-5 - Convenzione dei segni per le tensioni agenti

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

Figura 8-6 - Determinazione delle principali componenti di tensione

8. Edificio di controllo – Analisi e verifiche

8.1 Analisi strutturale tramite modello FEM

L'analisi strutturale è stata utilizzata utilizzando il software MidasGen 2020, realizzando un modello ad elementi finiti tridimensionale. Gli elementi strutturali sono stati schematizzati mediante elementi finiti di tipo beam, introducendo le condizioni di vincolo esterno.

8.2 Geometria del modello

La struttura è realizzata mediante due telai in c.a. C30/37 a cinque campate di luce rispettivamente 6,50 , 6,00 m, 4,50 m, 6,00 m e 6,00m , posti ad interasse 4,10 m, incastrati a terra. Il solaio di copertura è piano ed è posto a quota 3 m rispetto al piano campagna.

Il telaio trasversale è composto da travi e pilastri hanno sezione pari a 30x30 cm, mentre le travi in direzione longitudinale hanno sezione 30x40 cm.

8.3 Analisi modale

La determinazione dell'azione sismica è stata realizzata mediante un'analisi elastica lineare con spettro di risposta. Il comportamento dinamico della struttura è determinato tramite sovrapposizione degli effetti dovuti alle diverse forme modali ottenute per la struttura.

Vista la regolarità della struttura è sufficiente estrarre 6 modi di vibrare per coinvolgere la quasi totalità della massa sismica della struttura.

EIGENVALUE ANALYSIS												
Mode No	Frequency				Period		Tolerance					
	(rad/sec)		(cycle/sec)		(sec)							
1	23.9254		3.8078		0.2626		0.0000e+000					
2	25.0925		3.9936		0.2504		0.0000e+000					
3	27.6336		4.3980		0.2274		0.0000e+000					
4	27.9944		4.4554		0.2244		0.0000e+000					
5	30.6238		4.8739		0.2052		0.0000e+000					
6	32.3644		5.1510		0.1941		0.0000e+000					
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	0.0000	0.0000	87.9960	87.9960	0.0000	0.0000	0.0011	0.0011	0.0000	0.0000	1.8099	1.8099
2	0.0000	0.0000	2.6310	90.6270	0.0000	0.0000	0.0000	0.0012	0.0000	0.0000	69.3442	71.1540
3	99.9997	99.9997	0.0000	90.6270	0.0000	0.0000	0.0000	0.0012	0.0001	0.0001	0.0000	71.1540
4	0.0000	99.9997	2.6653	93.2923	0.0000	0.0000	0.0000	0.0012	0.0000	0.0001	0.0539	71.2080
5	0.0000	99.9997	0.8685	94.1608	0.0000	0.0000	0.0000	0.0012	0.0000	0.0001	26.4751	97.6831
6	0.0000	99.9997	5.7947	99.9555	0.0000	0.0000	0.0001	0.0013	0.0000	0.0001	2.0868	99.7699
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	0.0000	0.0000	106.0523	106.0523	0.0000	0.0000	0.0060	0.0060	0.0000	0.0000	188.6060	188.6060
2	0.0000	0.0000	3.1709	109.2232	0.0000	0.0000	0.0002	0.0062	0.0000	0.0000	7226.3939	7414.9999
3	120.5191	120.5191	0.0000	109.2232	0.0000	0.0000	0.0000	0.0062	0.0067	0.0067	0.0000	7414.9999
4	0.0000	120.5191	3.2122	112.4354	0.0000	0.0000	0.0002	0.0064	0.0000	0.0067	5.6201	7420.6200
5	0.0000	120.5191	1.0467	113.4821	0.0000	0.0000	0.0001	0.0064	0.0000	0.0067	2758.9849	10179.604
6	0.0000	120.5191	6.9838	120.4658	0.0000	0.0000	0.0005	0.0069	0.0000	0.0067	217.4702	10397.075

Lo spettro di progetto impiegato nella modellazione sismica è quello riportato nei capitoli precedenti, è stato applicato un fattore di comportamento $q=1$. La struttura è pertanto calcolata rispetto alle azioni sismiche come “non dissipativa”.

8.4 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico impiegate per la determinazione delle sollecitazioni sono di seguito riportate.

	G1	G2	Wx	Wy	Qs	QB	Ex	Ey	Ez
SLU1	1,3	1,5			1,5	1,5			
SLU2 x	1	0,8	1,5						
SLU2 y	1	0,8		1,5					
SLU3 x	1,3	1,5	1,5		0,75	1,05			
SLU3 y	1,3	1,5		1,5	0,75	1,05			
SLU4 x	1,3	1,5	0,9		1,5	1,05			
SLU4 y	1,3	1,5		0,9	1,5	1,05			
SLU10x	1,3	1,5	0,9		0,75	1,5			
SLU10y	1,3	1,5		0,9	0,75	1,5			
SLV1	1	1					1	0,3	0,3
SLV2	1	1					0,3	1	0,3
SLV3	1	1					0,3	0,3	1
SLV4	1	1					0,3	0,3	-1
SLU5	1,1	1,5			1,5				
SLU6 x	0,9	0,8	1,5						
SLU6 y	0,9	0,8		1,5					
SLU7 x	1,1	1,5	1,5		0,75				
SLU7 y	1,1	1,5		1,5	0,75				
SLU8 x	1,1	1,5	0,9		1,5				
SLU9 y	1,1	1,5		0,9	1,5				
SLU11x	1,1	1,5	0,9		0,75	1,5			
SLU11y	1,1	1,5		0,9	0,75	1,5			

In aggiunta alle combinazioni ottenute, sono state impiegate delle combinazioni di involuppo delle combinazioni allo SLU -STR e SLV (prime 13combinazioni) e delle combinazioni allo SLU -GEO e SLV (ultime 13combinazioni).

8.5 Risultati e verifiche

8.5.1 Reazioni vincolari

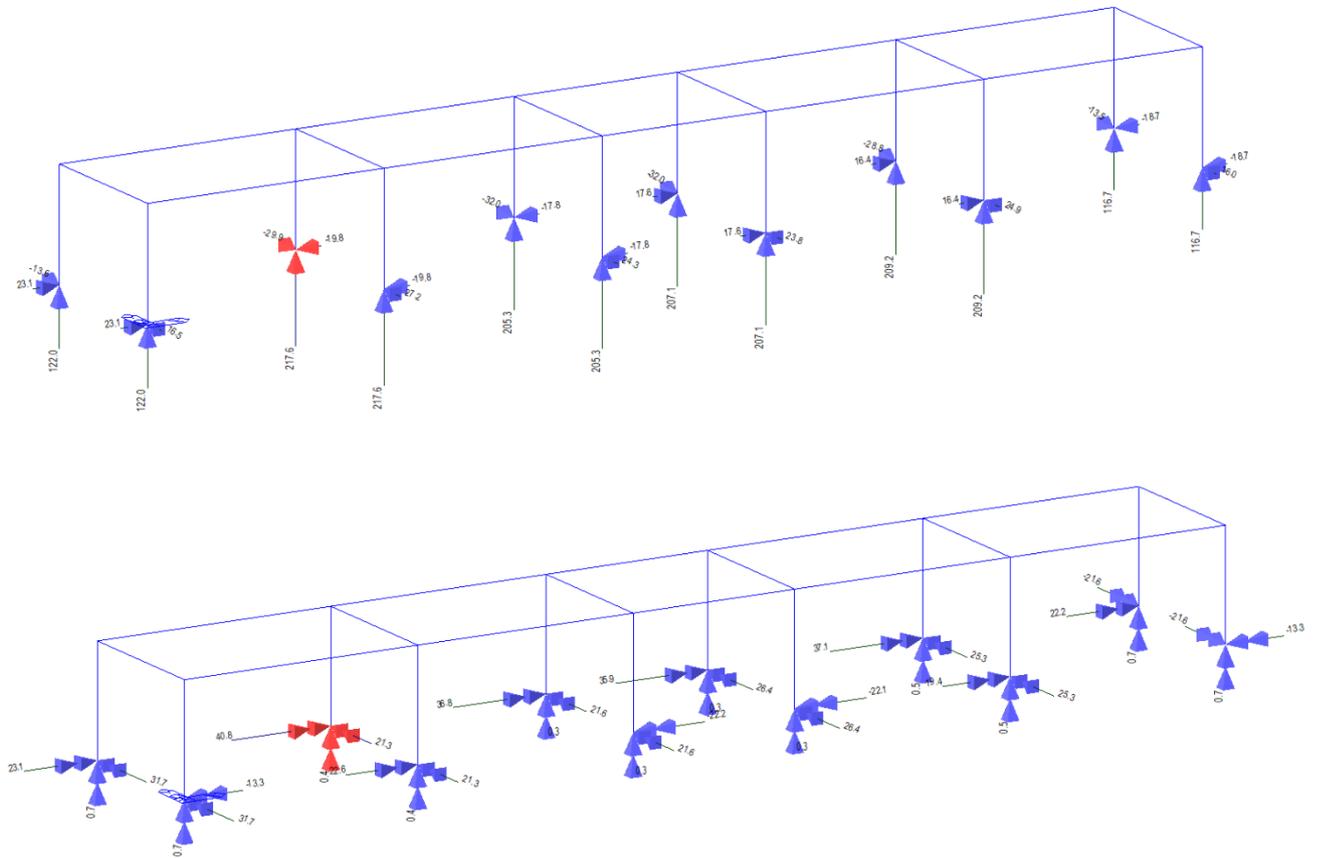


Figura 8-1 - Reazioni alla base INVILUPPO SLU STR E SLV

8.5.2 Diagrammi azioni interne

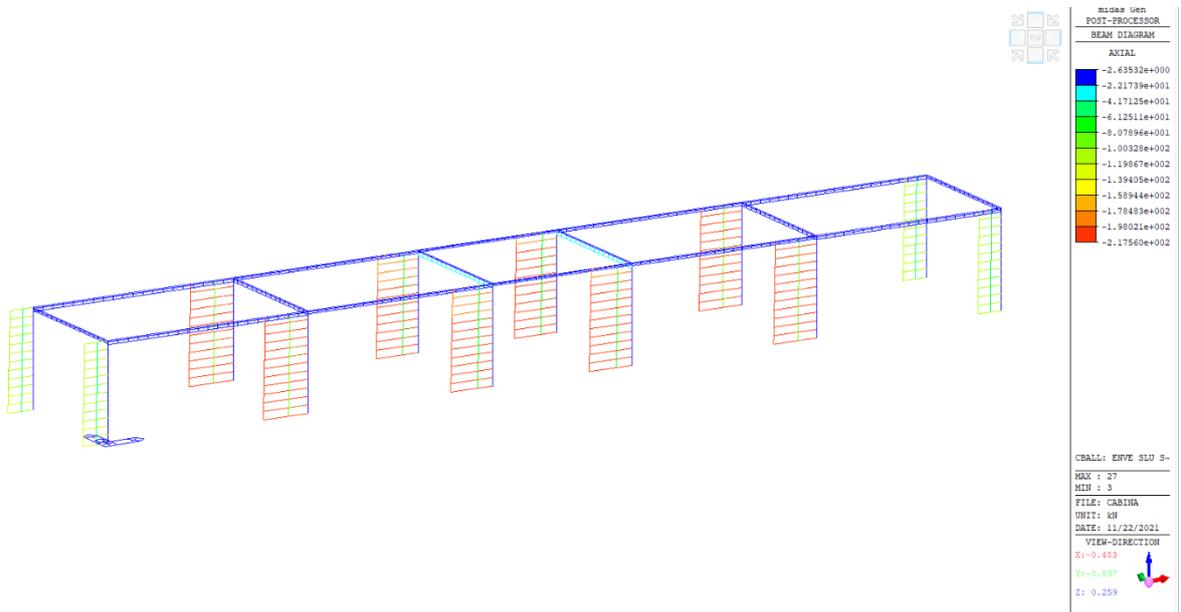


Figura 8-2 Azioni assiali, involucro SLU+SLV

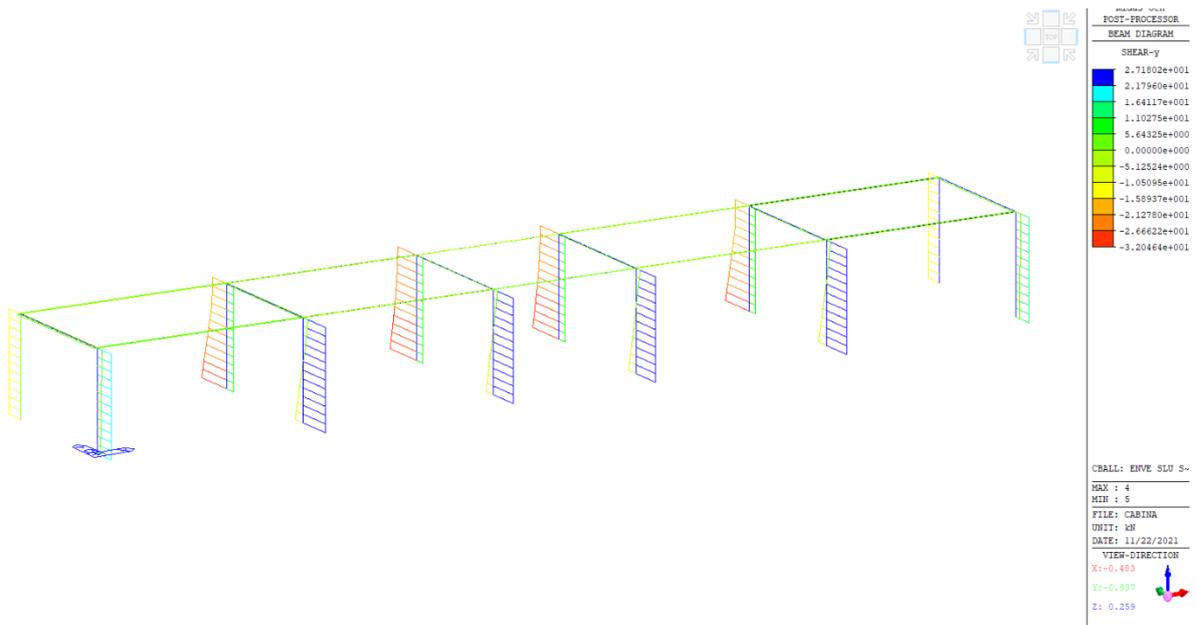


Figura 8-3 Taglio Fy, involucro SLU+SLV

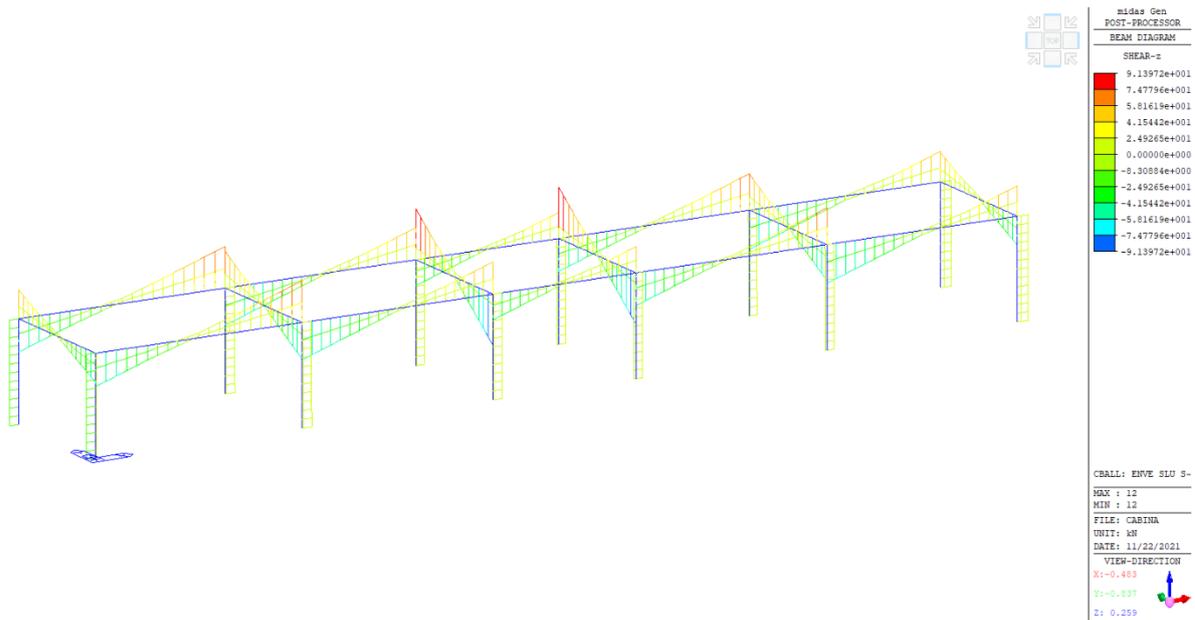


Figura 8-4 Taglio Fz, involucro SLU+SLV

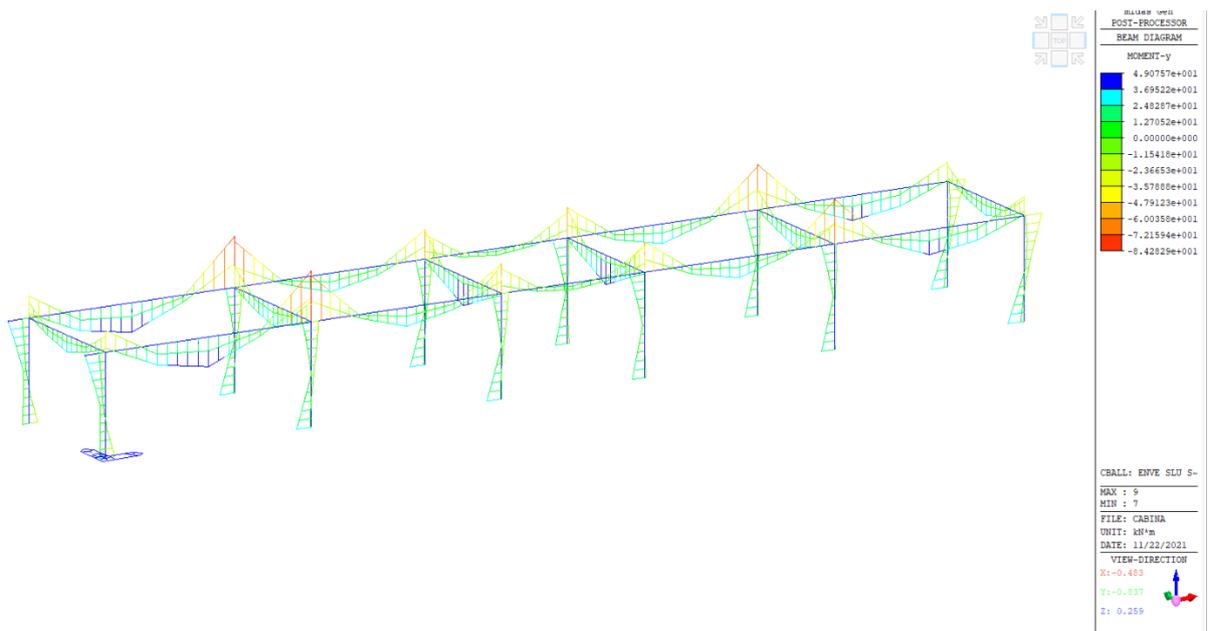


Figura 8-5 Momento My, involucro SLU+SLV

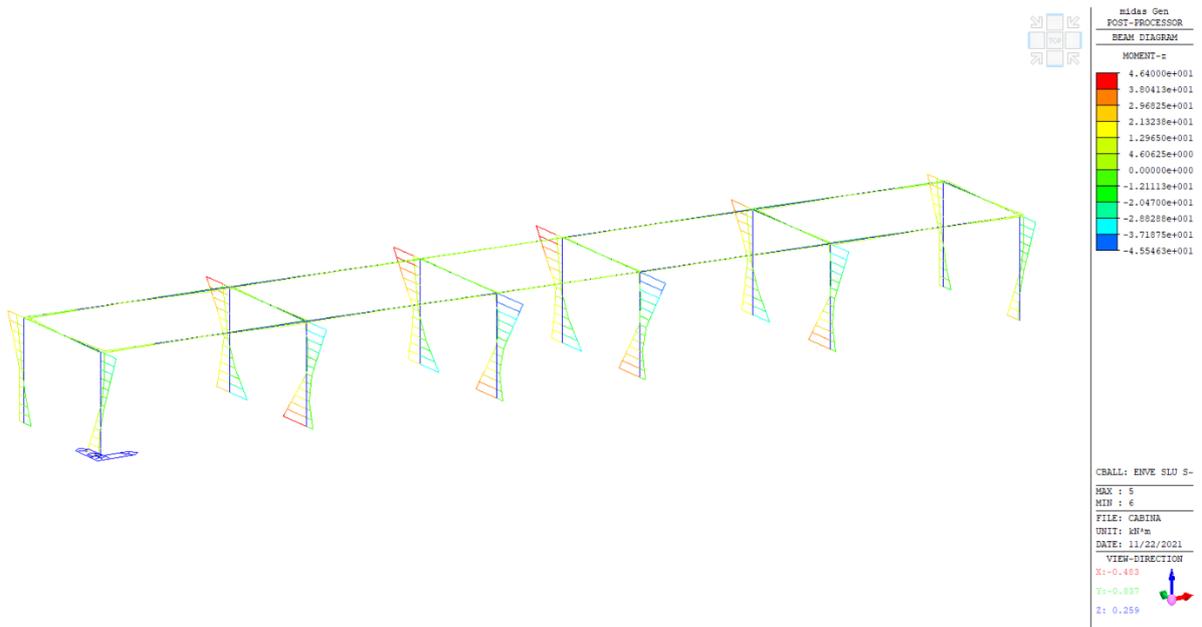


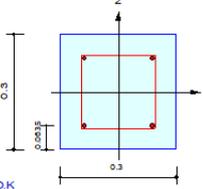
Figura 8-6 Momento Mz, involucro SLU+SLV

8.5.3 Verifiche pilastri

Si riporta la verifica dell'elemento verticale 30 x 30 cm armato con 4 Φ20 nella combinazione di carico più gravosa.

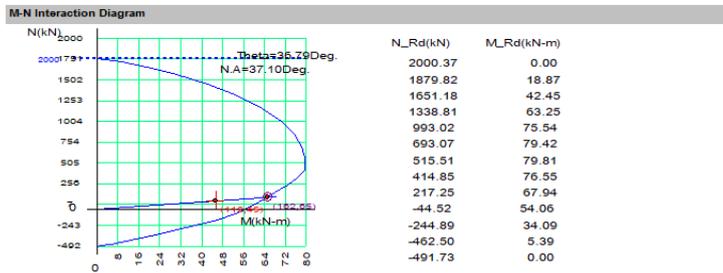
Design Condition

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM : kN, m
 Member Number : 1 (PM), 5, 20 (Shear-y-z)
 Material Data : fck = 30000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa
 Column Height : 3 m
 Section Property : 30x30 (No : 1)
 Rebar Pattern : 4 - 2 - P20 Ast = 0.00125664 m² (Rhostr = 0.014)



Design for Axial and Flexure

Load Combination : 1 (J)
 Concentric Max. Axial Load N_{Rdmax} = 2000.37 kN
 Axial Load Ratio N_{Ed} / N_{Rd} = 111.917 / 162.000 = 0.691 < 1.000 OK
 Moment Ratio M_{Ed} / M_{Rd} = 45.3985 / 65.3339 = 0.695 < 1.000 OK
 M_{Edy} / M_{Rdy} = 36.2095 / 52.3244 = 0.692 < 1.000 OK
 M_{Edz} / M_{Rdz} = 27.3844 / 39.1239 = 0.700 < 1.000 OK



Design for Shear

	y : 5 (l)	z : 4 (l)
Applied Shear Force (V _{Ed})	32.0464 kN	18.6809 kN
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rdc})	32.0464 / 69.5210 = 0.461	18.6809 / 61.1239 = 0.306
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rds})	32.0464 / 54.5127 = 0.588	18.6809 / 54.5127 = 0.343
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rdmax})	32.0464 / 271.384 = 0.118	18.6809 / 271.384 = 0.069
Shear Ratio	0.461 < 1.000 OK	0.306 < 1.000 OK
Asw-H _{req}	0.00065 m ² /m, 2-P10 @240	0.00065 m ² /m, 2-P10 @240
[MIDDLE]		
Applied Shear Force (V _{Ed})	28.5252 kN	18.2872 kN
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rdc})	28.5252 / 69.0022 = 0.413	18.2872 / 60.6051 = 0.302
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rds})	28.5252 / 54.5127 = 0.523	18.2872 / 54.5127 = 0.335
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rdmax})	28.5252 / 271.384 = 0.105	18.2872 / 271.384 = 0.067
Shear Ratio	0.413 < 1.000 OK	0.302 < 1.000 OK
Asw-H _{req}	0.00065 m ² /m, 2-P10 @240	0.00065 m ² /m, 2-P10 @240

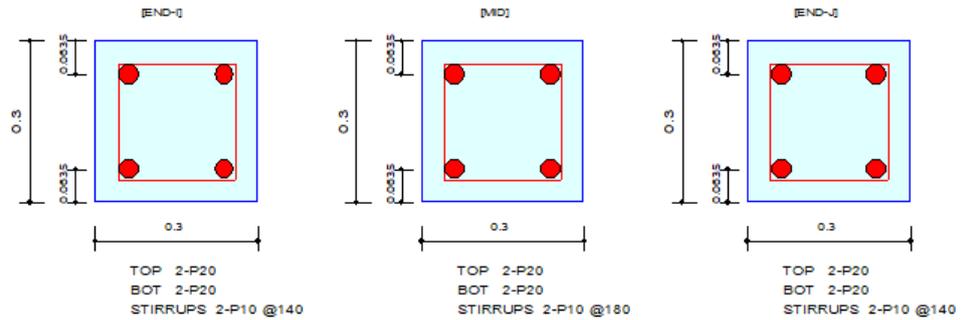
8.5.4 Verifiche travi trasversali

Si riporta la verifica delle travi di sezione 30 x 30 cm nella combinazione di carico più gravosa.

Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kN, m
Material Data	$f_{ck} = 30000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa		
Section Property	30x30 (No : 1)	Beam Span	4.2m

Section Diagram



Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	1	9	9
Moment (M _{Ed})	47.31	0.00	48.21
Factored Strength (M _{Rd})	51.97	51.97	51.97
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.9104	0.0000	0.9277
Neutral Axis (x/d)	0.2627	0.2627	0.2627
(+) Load Combination No.	9	1	1
Moment (M _{Ed})	25.01	48.69	24.70
Factored Strength (M _{Rd})	51.97	51.97	51.97
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.4813	0.9369	0.4752
Neutral Axis (x/d)	0.2627	0.2627	0.2627
Required Rebar Top (A _{s_top})	0.0006	0.0001	0.0006
Required Rebar Bot (A _{s_bot})	0.0003	0.0006	0.0003

Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	1	1	1
Factored Shear Force (V _{Ed})	91.40	45.70	91.40
Shear Strength by Conc.(V _{Rdc})	48.77	48.77	48.77
Shear Strength by Rebar.(V _{Rds})	93.45	72.68	93.45
Shear Strength by Rebar.(V _{Rdmax})	271.38	271.38	271.38
Required Shear Reinf. (A _{sw})	0.0011	0.0008	0.0011
Required Stirrups Spacing	2-P10 @140	2-P10 @180	2-P10 @140
Shear Ratio by Conc	1.8742	0.9371	1.8742
Shear Ratio by (V _{Rds} ; V _{Rdmax})	0.9780	0.6287	0.9780
Check Ratio	0.9780	0.9371	0.9780

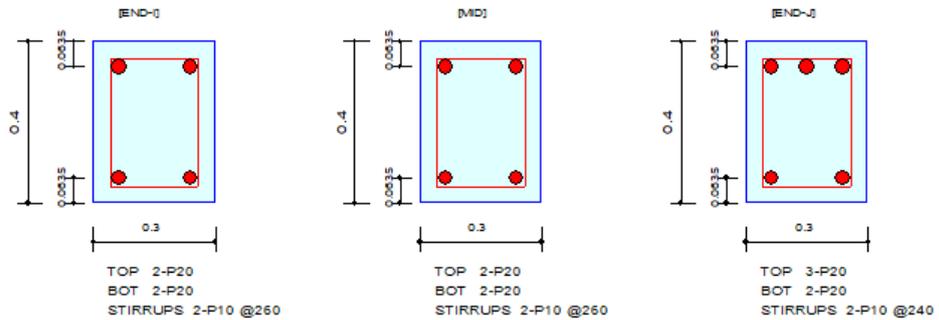
8.5.5 Verifiche travi longitudinali

Si riporta la verifica delle travi di sezione 30 x 40 cm nella combinazione di carico più gravosa.

Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kN, m
Material Data	$f_{ck} = 30000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa		
Section Property	30x40 (No : 2)	Beam Span	6.5m

Section Diagram



Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	1	4	1
Moment (M_{Ed})	75.69	3.88	84.28
Factored Strength (M_{Rd})	76.28	76.28	110.37
Check Ratio (M_{Ed}/M_{Rd})	0.9922	0.0508	0.7637
Neutral Axis (x/d)	0.1846	0.1846	0.2207
(+) Load Combination No.	1	1	1
Moment (M_{Ed})	33.76	49.08	29.09
Factored Strength (M_{Rd})	76.28	76.28	76.28
Check Ratio (M_{Ed}/M_{Rd})	0.4426	0.6433	0.3813
Neutral Axis (x/d)	0.1846	0.1846	0.1846
Required Rebar Top (A_{s_top})	0.0006	0.0002	0.0007
Required Rebar Bot (A_{s_bot})	0.0003	0.0004	0.0002

Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	1	1	1
Factored Shear Force (V_{Ed})	69.62	41.03	74.67
Shear Strength by Conc. (V_{Rdc})	56.91	56.91	65.15
Shear Strength by Rebar (V_{Rds})	71.60	71.60	77.56
Shear Strength by Rebar (V_{Rdmax})	386.13	386.13	386.13
Required Shear Reinf. (A_{sw})	0.0006	0.0006	0.0006
Required Stirrups Spacing	2-P10 @260	2-P10 @260	2-P10 @240
Shear Ratio by Conc	1.2233	0.7210	1.1461
Shear Ratio by (V_{Rds} ; V_{Rdmax})	0.9724	0.5731	0.9627
Check Ratio	0.9724	0.7210	0.9627

8.5.6 Verifica fondazioni

L'edificio si fonda su una platea di dimensioni in pianta 4,80 m per 29,60 m ed è caratterizzata da uno spessore di 30 cm.

8.5.6.1 Analisi dei carichi

Con riferimento a quanto riportato nei paragrafi precedenti si riporta l'analisi dei carichi:

DIMENSIONE EDIFICIO		
L1	29,2	m
L2	4,4	m
H	3	m
DIMENSIONE FONDAZIONE		
L1	29,6	m
L2	4,8	m
H	0,3	m
Wx	2102,78	mc
Wy	340,99	mc
AZIONI trasmesse dalla struttura SLU/SLV		
N	2155,8	KN
Fx	76,4	KN
Fy	-17,1	KN
Mx	167	KNm
My	209,4	KNm
AZIONI		
G1	1065,6	KN
qB	5,00	kN/mq
QB	642,4	kN
qs	1,23	kN/mq
Sw f	16,7	kN

8.5.6.2 Verifica a ribaltamento

Nel seguito si riporta la verifica a ribaltamento.

	N	Fx	Fy	Mstab	Mrib	FS
	kN	kN	kN	kNm	kNm	-
SLU5	3353,1	76,4	-17,1	8047,3	346,9	23,2
SLU6 x	3114,8	76,4	-17,1	7475,6	346,9	21,5
SLU6 y	3114,8	76,4	-17,1	46099,6	346,9	132,9
SLU7 x	3340,5	76,4	-17,1	8017,2	346,9	23,1
SLU7 y	3340,5	76,4	-17,1	49439,5	346,9	142,5
SLU8 x	3353,1	76,4	-17,1	8047,3	346,9	23,2
SLU9 y	3353,1	76,4	-17,1	49625,2	346,9	143,0
SLU11x	4304,1	76,4	-17,1	10329,9	346,9	29,8
SLU11y	4304,1	76,4	-17,1	63700,8	346,9	183,6
SLV1	3221,4	76,4	-17,1	7731,4	346,9	22,3
SLV2	3221,4	76,4	-17,1	47676,7	346,9	137,4
SLV3	3221,4	76,4	-17,1	7731,4	346,9	22,3
SLV4	3221,4	76,4	-17,1	7731,4	346,9	22,3

La verifica risulta soddisfatta (FS >2,3).

8.5.6.3 Verifica a scorrimento

Per le verifiche a scorrimento si assumono i seguenti parametri :

$$\varphi' = 29^\circ \quad \mu = \operatorname{tg} (2/3 \varphi') = 0,351$$

$$\gamma_{M1} = 1 \quad \text{coefficiente resistenze parametri terreno} \quad \mu / \gamma_{M1} = 0,274$$

Nel seguito si riporta la verifica:

	N	Fx	Fy	H	μN	FS
	kN	kN	kN	kN	kN	-
SLU5	3353,1	76,4	-17,1	78,3	1176,4	15,0
SLU6 x	3114,8	76,4	-17,1	78,3	1092,8	14,0
SLU6 y	3114,8	76,4	-17,1	78,3	1092,8	14,0
SLU7 x	3340,5	76,4	-17,1	78,3	1172,0	15,0
SLU7 y	3340,5	76,4	-17,1	78,3	1172,0	15,0
SLU8 x	3353,1	76,4	-17,1	78,3	1176,4	15,0
SLU9 y	3353,1	76,4	-17,1	78,3	1176,4	15,0
SLU11x	4304,1	76,4	-17,1	78,3	1510,1	19,3
SLU11y	4304,1	76,4	-17,1	78,3	1510,1	19,3
SLV1	3221,4	76,4	-17,1	78,3	1130,2	14,4
SLV2	3221,4	76,4	-17,1	78,3	1130,2	14,4
SLV3	3221,4	76,4	-17,1	78,3	1130,2	14,4
SLV4	3221,4	76,4	-17,1	78,3	1130,2	14,4

Tutte le verifiche risultano soddisfatte risultando sempre $FS > \gamma_{R3} = 1,1$.

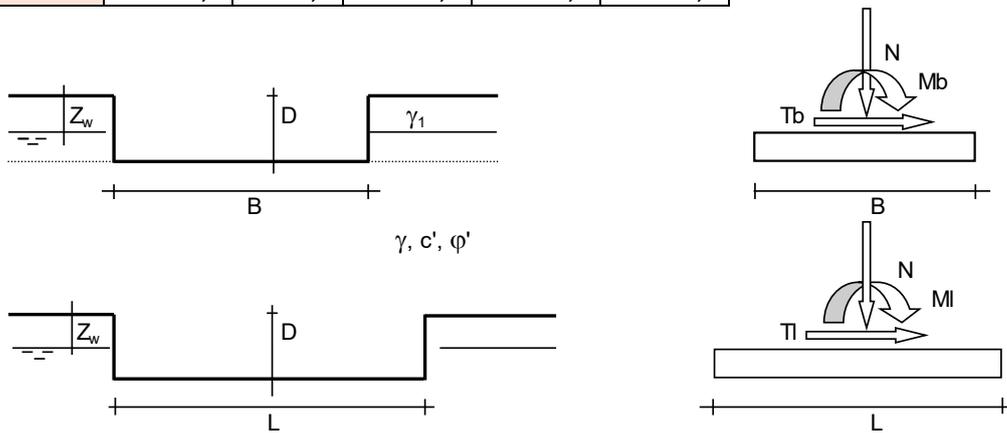
8.5.6.4 Verifica della capacita' portante

Di seguito si riporta il calcolo della sollecitazioni nel baricentro della fondazione per le combinazioni allo SLU e SLV considerate:

	Azioni nel baricentro della fondazione				
	N	Fx	Fy	Mx	My
	kN	kN	kN	kNm	kNm
SLU1	4529,8	76,4	-17,1	167,0	209,4
SLU2 x	3221,4	76,4	-17,1	167,0	209,4
SLU2 y	3221,4	76,4	-17,1	167,0	209,4
SLU3 x	4228,1	76,4	-17,1	167,0	209,4
SLU3 y	4228,1	76,4	-17,1	167,0	209,4
SLU4 x	4240,7	76,4	-17,1	167,0	209,4
SLU4 y	4240,7	76,4	-17,1	167,0	209,4
SLU10x	4517,2	76,4	-17,1	167,0	209,4
SLU10y	4517,2	76,4	-17,1	167,0	209,4
SLV1	3221,4	76,4	-17,1	167,0	209,4
SLV2	3221,4	76,4	-17,1	167,0	209,4
SLV3	3221,4	76,4	-17,1	167,0	209,4
SLV4	3221,4	76,4	-17,1	167,0	209,4

Segue la verifica a capacita' portante per la condizione più sfavorele

SLU1	N	Fx	Fy	Mx	My
	kN	kN	kN	kNm	kNm
	4529,8	76,4	-17,1	167,0	209,4



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

- B = 4,80 (m)
- L = 29,60 (m)
- D = 0,30 (m)



Profondità della falda: $Z_w=1,0$ m

Peso unità di volume del terreno $\gamma=18,50$ kN/mc

Valori caratteristici di resistenza del terreno:

$c'=0$ kN/mq a favore di sicurezza

$\varphi'=29^\circ$

$e_b=0,05$; $e_L=0,04$ $B^*=B-2e_b=4,71$

$L^*=L-2e_L=29,53$

q sovraccarico alla profondità D $q=5,55$ kN/mq

N_c N_q N_γ coefficienti di capacità portante

$N_q = \tan^2(45+\varphi'/2) * e^{(\pi \tan \varphi')}$ = 16,44

$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$ = 27,86

$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) \tan \varphi'$ = 19,34

s_c s_q s_γ fattori di forma

$s_c = 1 + B * N_q / (L * N_c)$ = 1,09

$s_q = 1 + B * \tan \varphi' / L^*$ = 1,09

$s_\gamma = 1 - 0,4 B^* / L^*$ = 0,94

i_c i_q i_γ fattori di inclinazione del carico

$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*)$ = 1,86

$m_L = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*)$ = 1,14

$\theta = 90^\circ$

$m = m_L * \cos^2 \theta + m_b * \sin^2 \theta$ = 1,86

$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cot \varphi'))^m$ = 1,00

$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$ = 1,00

$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cot \varphi'))^{(m+1)}$ = 1,00

d_c d_q d_γ fattori di profondità del piano di posa

per $D/B^* < 1$; $d_q = 1 + 2D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$ = 1,02

$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$ = 1,02

$d_\gamma = 1,00$

b_c b_q b_γ fattori di inclinazione base della fondazione

$b_c = b_q = b_\gamma = 1,00$

g_c g_q g_γ fattori di inclinazione piano di campagna

$g_c = g_q = g_\gamma = 1,00$

Carico limite unitario $q_{lim} = 525,56 \text{ kN/mq}$

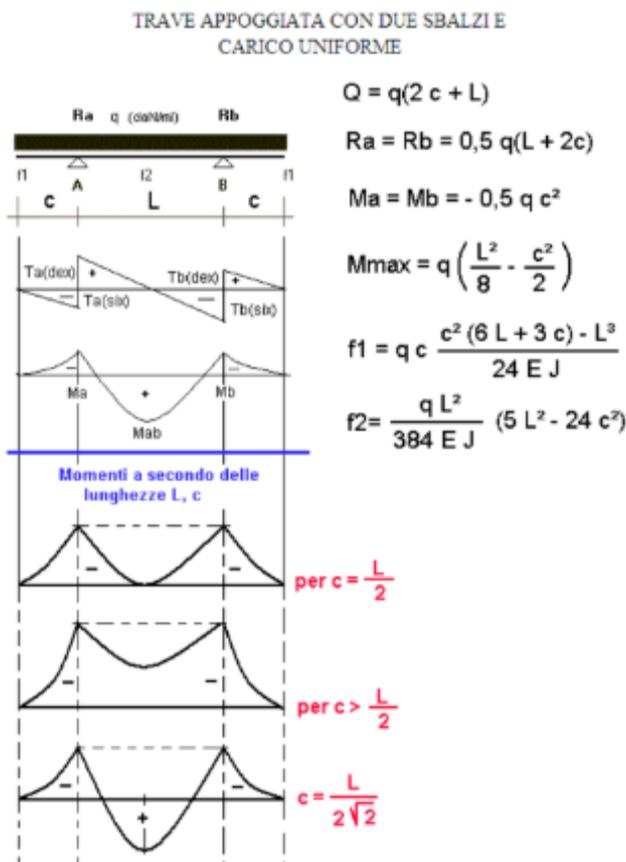
Pressione massima agente $q = N/B \cdot L^* = 32,59 \text{ kN/mq}$

Verifica di sicurezza capacità portante $FS = q_{lim}/q = 16,13$

8.5.6.5 Predimensionamento delle armature: Calcolo delle sollecitazioni

Il predimensionamento delle armature dalla platea, a favore di sicurezza, avviene considerando la platea come una mensola di larghezza un metro caricata uniformemente dalla massima pressione, calcolata al precedente paragrafo, e appoggiata in corrispondenza dei pilastri dell'edificio.

Pressione massima agente $q = N/B \cdot L^* = 34,77 \text{ kN/mq}$



Calcolo sollecitazioni in x		
q	32,59	kN/m
c	0,2	m
L	4,2	m
Mmax	71,2	kNm/m
Mmin	-0,7	kNm/m
Vmax	75,0	kN/m
Calcolo sollecitazioni in y		
q	32,59	kN/m
c	0,2	m
L	6,5	m
Mmax	171,5	kNm/m
Mmin	-0,7	kNm/m
Vmax	112,4	kN/m

8.5.6.6 Predimensionamento delle armature: Verifica a flessione

Armatura presente nella sezione maggiormente sollecitata:

- armatura superiore principale: $\Phi 18/10$ cm
- armatura superiore secondaria: $\Phi 18/10$ cm
- armatura inferiore principale: $\Phi 12/20$ cm
- armatura superiore secondaria: $\Phi 12/20$ cm

Verifica C.A. S.L.U. - File: platea 30 cm

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	25,45	6,7
			2	5,65	23,6

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} -171 0 kNm
M_{yEd} -71 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C		C25/30	
ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	200.000 N/mm ²	f_{cd}	14,17
ϵ_s / ϵ_c	15	f_{cc} / f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9,75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0,6
		τ_{c1}	1,829

M_{xRd} -191,2 kN m
M_{yRd} -96,28 kN m
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 3,845 ‰
d 27,31 cm
x 13,01 x/d 0,4765
 δ 1

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

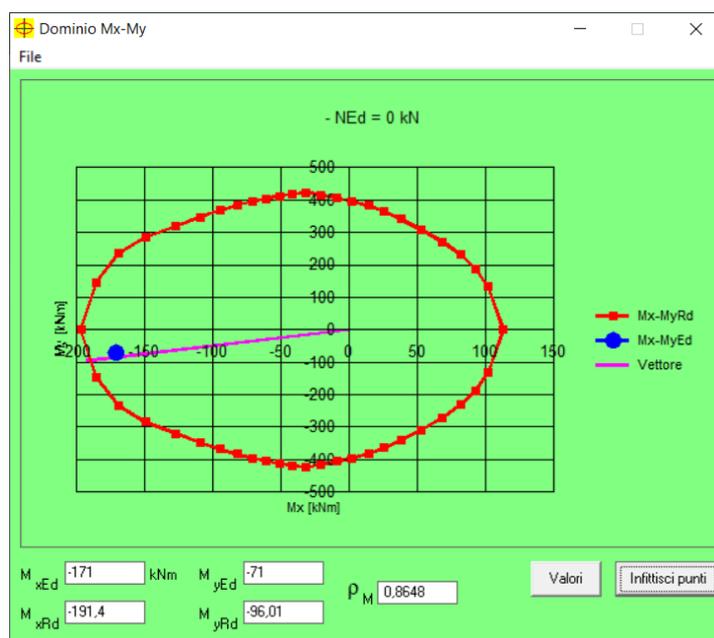
Tipo flessione
 Retta Deviato

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 355,31

Precompresso



8.5.6.7 Predimensionamento delle armature: Verifica a taglio

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DI SEZIONI IN C.A. - NTC2018					
Caratteristiche dei materiali					
f_{ck}		MPa	24,9		
α_{cc}			0,85		
γ_c			1,5		
f_{cd}	resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo	MPa	14,11		$a_{cc} \cdot f_{cd} / g_c$
γ_s			1,15		
$f_{y,wd}$		MPa	391,30		f_{yd} / g_s
Caratteristiche della sezione resistente					
V_{Ed}	taglio sollecitante di progetto	kN	112,4		
b_w	larghezza della sezione	cm	100		
h	altezza totale della sezione	cm	30		
c	distanza asse barre dal lembo teso	cm	6,7		
d	altezza utile della sezione	cm	23,3		$h - c$
d^*		cm	20,97		$0.9 d$
k			1,926		$\min[1.0 + \sqrt{(20/d)}, 2.0]$
A_{sl}	area di armatura longitudinale tesa	cm ²	25,45		
ρ_l	rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa		0,0085		
A_{sw}	area di armatura a taglio disposta	cm ²			
s	spaziatura staffe	cm			
Controllo necessità di armatura a taglio					
V_{Rdc1}		kN	148,90		$[0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}] / \gamma_c \cdot b_w \cdot d$
V_{Rdc2}		kN	108,81		$[0.035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}] \cdot b_w \cdot d$
V_{Rdc}	resistenza della sezione non armata a taglio	kN	148,90		$\max[V_{Rdc1}, V_{Rdc2}]$
V_{Ed} / V_{Rdc}	non è necessario prevedere l'armatura a taglio $V_{Rdc} > V_{Ed}$				

Dalla verifica sopra riportata non risulta necessario disporre armatura specifica a taglio.