Finanziato dall'Unione europea

NextGenerationEU

COMUNE DI CASTENASO (BO)

PNRR - MISSIONE 5 COMPONENTE 2
INVESTIMENTO/SUBINVESTIMENTO 2.1 "RIGENERAZIONE URBANA"

PISTA CICLABILE MARANO E IMPIANTO DI ATLETICA
*VIA DELLO SPORT*INTERVENTO COORDINATO DI RIQUALIFICAZIONE URBANA PER LA MOBILITÀ SOSTENIBILE CON RIGENERAZIONE E RIFUNZIONALIZZAZIONE DI SPAZI OUTDOOR
CUP E97HH21001140001

Il Committente

COMUNE DI CASTENASO
U.O. LAVORI PUBBLICI E MANUTENZIONI
Area Tecnica Patrimonio
Piazza Raffaele Bassi, 2
lavori.pubblici@comune.castenaso.bo.it

Responsabile unico del procedimento
Ing. Silvia Malaguti

Il Progettista e Direttore dei lavori

Ing. Lisa Giuliani
via Nuova, 15/A - 40127 Bologna
Ordine degli Ingegneri della provincia di Bologna
N° iscrizione 7885/A

Collaboratore
Ing. Concezio Roberto Di Rocco

Coordinatore sicurezza in fase di progettazione ed esecuzione
Ing. Giancarlo Di Rocco

PROGETTO ESECUTIVO - rev. 01

Data 03.07.2023

Oggetto
RELAZIONE DI CALCOLO SPOGLIATOI

scala

Elaborato numero

ST.01

Città di Castenaso

LISA GIULIANI
INGEGNERE
VIA NUOVA, 15/A
40127 - BOLOGNA
339 3772507
e-mail lisa_giulia@yahoo.it
C.F. GLNLSI78H46A944Q
PARTITA IVA 02918301207

E' vietata la riproduzione e diffusione in qualsiasi forma. Tutti i diritti sono riservati nei termini di legge al Comune di Castenaso

INDICE

1 PREMESSA 4

2 ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE 4

2.1 Contesto edilizio, caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche del sito 4

2.2 Descrizione generale della struttura 8

2.3 Normativa e riferimenti tecnici 11

2.4 Condizioni d'uso e livelli di sicurezza 13

3 AZIONI DI PROGETTO SULLA COSTRUZIONE 13

3.1 Azioni ambientali 13

3.1.1 Azione della neve 14

3.1.2 Azione del vento 14

3.1.3 Temperatura esterna 15

3.2 Azione sismica 16

3.2.1 Tipologia strutturale 19

4 ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI DI CARICO 20

4.1 Carichi e sovraccarichi impalcati 20

4.2 Casi e Combinazioni di carico 22

4.3 Criteri di progettazione e modellazione numerica 37

4.4 Fattore di comportamento 37

5 ANALISI SVOLTE E RISULTATI OTTENUTI 38

5.1 Modellazione numerica FEM 38

5.1.1 Caratteristiche dei materiali 38

5.1.2 Modellazione delle sezioni 39

5.1.3 Modellazione geometrica: nodi 41

5.1.4 Modellazione geometrica: travi e pilastri 43

5.1.5 Modellazione elementi solaio e pannello 46

5.2 Analisi dinamica modale 47

5.2.1 Tabelle riepilogativa risultati analisi dinamiche 48

6 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DI RESISTENZA 50

6.1 Diagrammi inviluppo delle sollecitazioni 50
6.1.1 Sollecitazioni agenti nelle pilastrate 50
6.2 Sollecitazioni agenti nelle travi 52
6.2.1 Travi di copertura 52
6.3 Verifica delle pilastrate 55
6.3.1 Verifica a pressoflessione (SLU - SLV) 55
6.3.2 Verifica a taglio (SLU – SLV) 56
6.3.3 Verifiche SLE 57
6.4 Dimensionamento dei solai 59
6.4.1 Solaio in laterocemento - Campata di luce L=5.00 m – Verifica M+ 59
6.4.2 Solaio in laterocemento - Campata di luce L=5.00 m – Verifica M- 60
6.5 Verifica delle travi 62
6.5.1 Verifica a pressoflessione (SLU - SLV) 62
6.5.2 Verifica a taglio (SLU - SLV) 63
6.6 Verifica delle fondazioni 64
6.6.1 Travi di fondazione – Verifica SLU – SLV (GEO) 64
6.6.2 Travi di fondazione – Verifica SLU – SLV (STR) 66
6.7 Verifiche di resistenza allo SLD 69
6.8 Verifiche di rigidezza allo SLO 71
7 CARATTERISTICHE E AFFIDABILITÀ DEL CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO 72
8 RELAZIONE SUI MATERIALI 73
9 ELABORATI GRAFICI ESECUTIVI E PARTICOLARI COSTRUTTIVI 74
10 RELAZIONI SPECIALISTICHE SUI RISULTATI SPERIMENTALI 75
10.1 Relazione geologica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione geologica del sito 75
10.2 Relazione geotecnica sulle indagini, caratterizzazione e modello del volume di terreno significativo 75
10.2.1 Trave di fondazione 90x80h – Verifica GEO 102
10.3 Relazione sulla pericolosità sismica del sito 110

1 PREMESSA

L'intervento in oggetto prevede la realizzazione dei nuovi spogliatoi dell'area sportiva situata nel Comune di Castenaso.

La struttura monopiano dei nuovi spogliatoi ha dimensioni in pianta pari a circa 24x11 = 260 m^2, par un altezza di 3.55 m. La struttura di copertura è realizzata con solai il laterocemento e si appoggia su 23 pilastri in c.c.a. in opera, incastrati sulle fondazioni, costitute da travi rovesce.

L'impalcato del coperto è sostenuto da travi di bordo 30x50h, travi interne principali 60x28h e travi interne secondarie 30x28h. I solai di copertura, orditi parallelamente allo sviluppo longitudinale dell'edificio, hanno luce massima pari a 440 cm e spessore pari a 24+4 cm.

I pilastri hanno sezione quadrata di dimensioni pari a 30x30 cm ed altezza pari a circa 330 cm.

Le fondazioni sono previste su travi rovesce di dimensioni pari a 90/45x80/25h cm.

Le tamponature sono realizzate in blocco forato tipo *poroton* con blocchi di dimensioni tipo 20x50x19 cm.

Si riportano, nel seguito, le piante delle strutture di fondazione ed elevazione dell'edificio.

L'area di edificazione ricade in zona sismica di III categoria e l'intervento ai sensi delle norme vigenti si classifica come "*Nuova costruzione*".

2 ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

2.1 CONTESTO EDILIZIO, CARATTERISTICHE GEOLOGICHE, MORFOLOGICHE E IDROGEOLOGICHE DEL SITO

L'area di edificazione è situata nel comune di Castenaso (BO), in via dello Sport 2.

Le coordinate geografiche nel sistema di riferimento WGS84 sono:

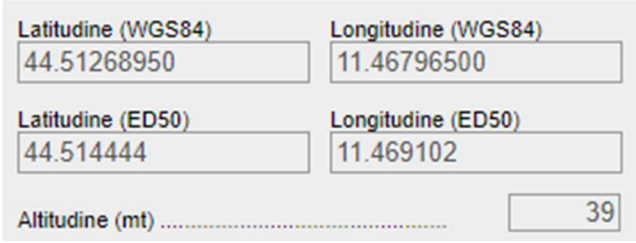




Figura 1: Vista aerea

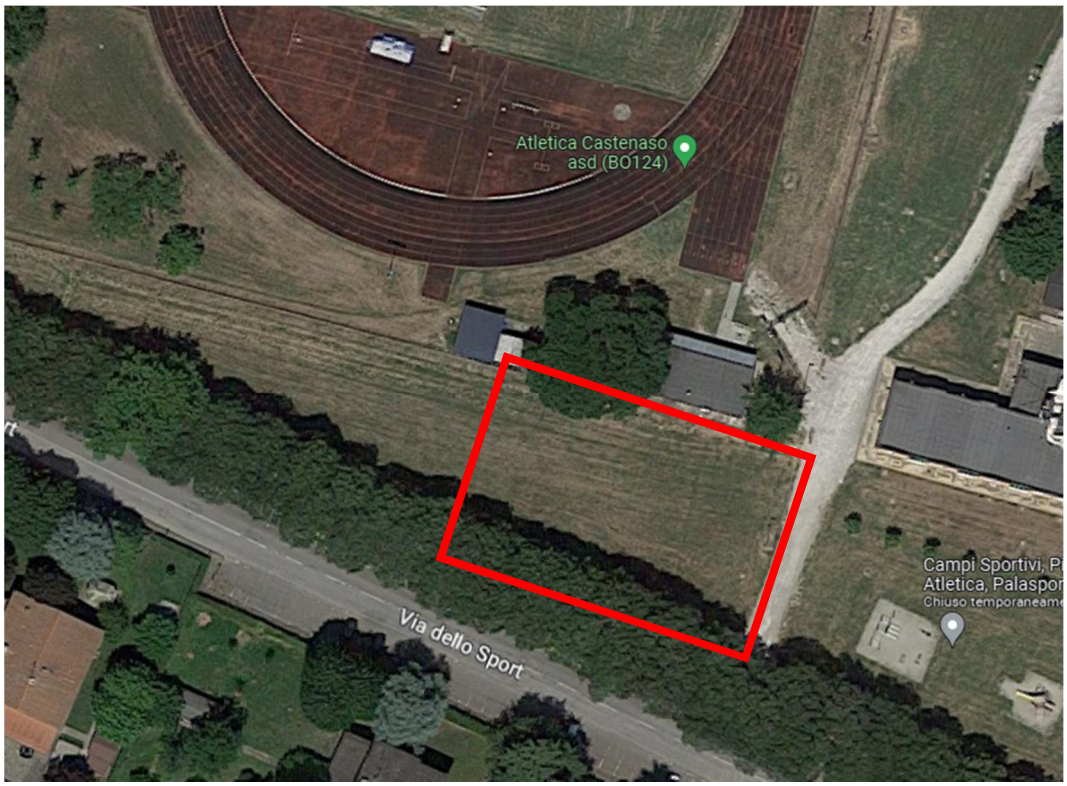


Figura 2: Identificazione area di intervento (nel riquadro rosso in figura)

E' stata condotta una indagine in sito in data 05/01/2023 caratterizzata dalle seguenti prove:

- n. 6 prove penetrometriche statiche con punta meccanica (CPT);
- n.1 prova HVSR per la stima delle onde Vs del sottosuolo.

Di seguito si riporta una stralcio planimetrico con l'ubicazione delle indagini.

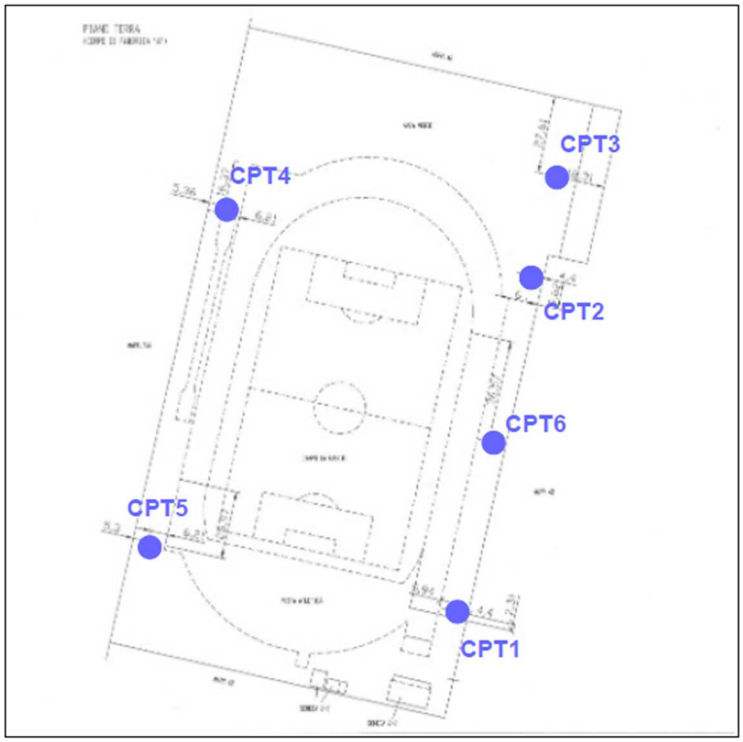


Figura 3: Stralcio planimetrico con ubicazione delle indagini condotte

Sulla base delle risultanze delle indagini geognostiche eseguite, è stato ricostruito l'assetto litostratigrafico del sottosuolo del sito in oggetto.

Si riportano, nel seguito, i parametri geotecnici considerati per il dimensionamento delle opere strutturali.

PARAMETRI CARATTERISTICI UNITA' LITOTECNICHE – CPT1, CPT2, CPT4, CPT5, CPT6							
Unità	Comportamento PREVALENTE	Retino	Profondità media	γ'_k (t/m³)	c_{uk} (kg/cm²)	ϕ'_k (°)	M_{ok} (kg/cm²)
1	COESIVO		p.c. ÷ 7,00	1,93	0,75	-	56,00
2	GRANULARE		7,00 ÷ 12,00	1,03	-	30	220,00
3	COESIVO		12,00÷14,00	0,95	0,90	-	75,00

PARAMETRI CARATTERISTICI UNITA' LITOTECNICHE – CPT3 (SETTORE NE)							
Unità	Comportamento PREVALENTE	Retino	Profondità media	γ'_k (t/m³)	c_{uk} (kg/cm²)	ϕ'_k (°)	M_{ok} (kg/cm²)
1	GRANULARE		p.c. ÷ 5,00	1,85/0,89	-	28	90,00
2	COESIVO		5,00 ÷ 8,00	0,92	0,6	-	47,00
3	GRANULARE		8,00 ÷ 5,00	0,91	-	27	60,00

L'elaborazione dei risultati dell'indagine sismica ha permesso di stimare un valore della velocità delle onde di taglio (Vs30) pari a 242 m/s pertanto, considerando i suddetti valori delle velocità delle onde di taglio calcolati, si ritiene ragionevole attribuire al sito in oggetto la **categoria di terreno C**.

La **categoria topografica** considerata è **T1**, che corrisponde a superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore o uguale a 15°.

Per ulteriori dettagli si rimanda alla Relazione Geologica e Geofisica allegate.
Le fondazioni sono di tipo diretto a travi rovesce in c.c.a. gettato in opera.

2.2 DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA

La struttura monopiano dei nuovi spogliatoi ha dimensioni in pianta pari a circa 24x11 = 260 m^2, par un altezza di 3.55 m. La struttura di copertura è realizzata con solai il laterocemento e si appoggia su 23 pilastri in c.c.a. in opera, incastrati sulle fondazioni, costitute da travi rovesce.

L'impalcato del coperto è sostenuto da travi di bordo 30x50h, travi interne principali 60x28h e travi interne secondarie 30x28h. I solai di copertura, orditi parallelamente allo sviluppo longitudinale dell'edificio, hanno luce massima pari a 440 cm e spessore pari a 24+4 cm.

I pilastri hanno sezione quadrata di dimensioni pari a 30x30 cm ed altezza pari a circa 330 cm.

Le fondazioni sono previste su travi rovesce di dimensioni pari a 90/45x80/25h cm.

Le tamponature sono realizzate in blocco forato tipo *poroton* con blocchi di dimensioni tipo 20x50x19 cm.

Si riportano, nel seguito, le piante delle strutture di fondazione ed elevazione dell'edificio.

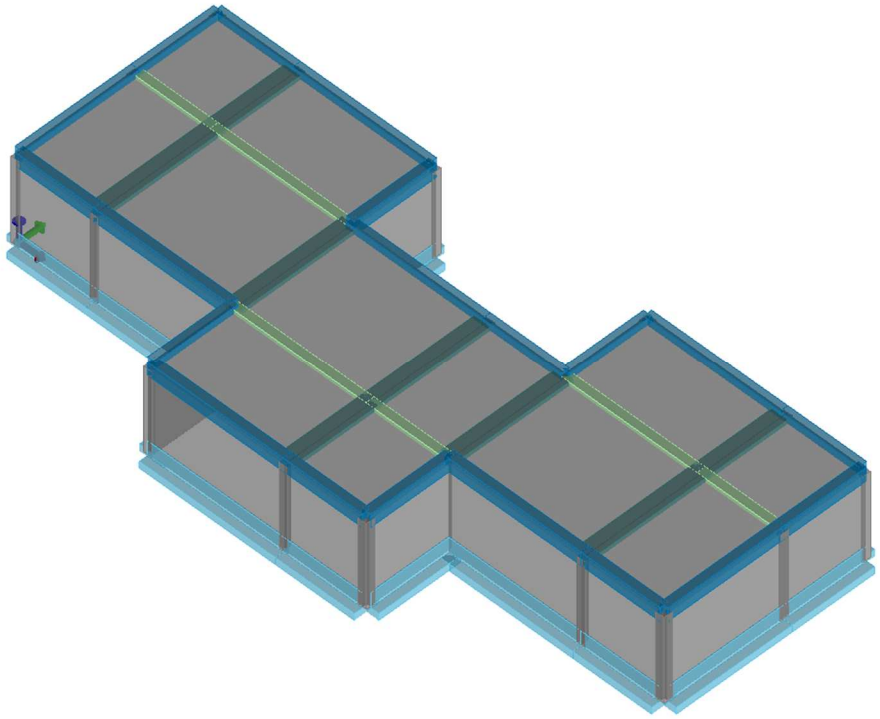


Figura 4: Modello FEM – Vista 3D

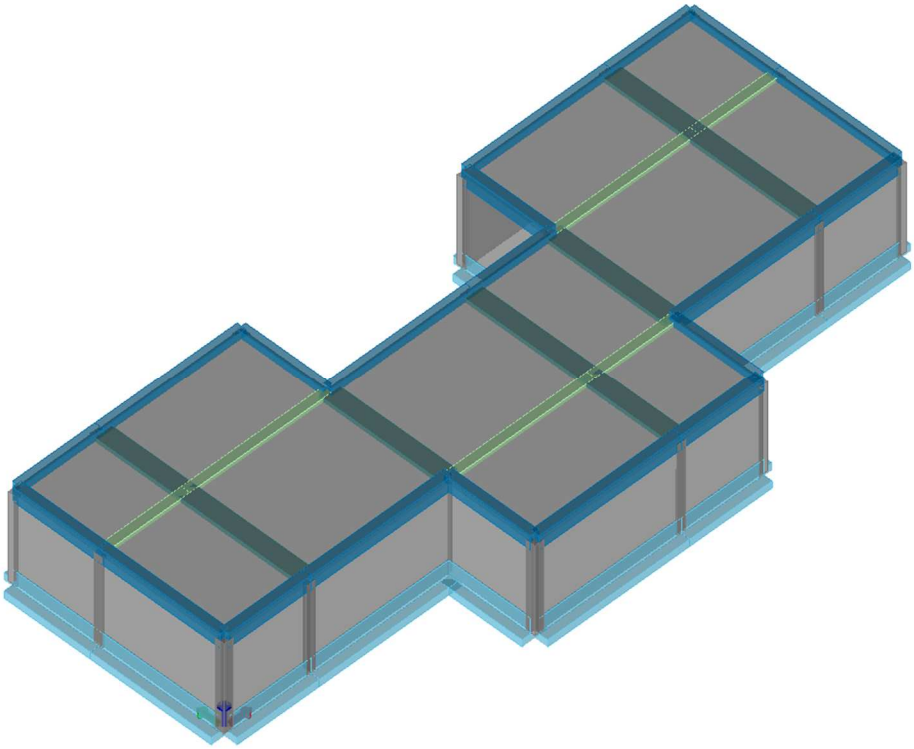


Figura 5: Modello FEM – Vista 3D

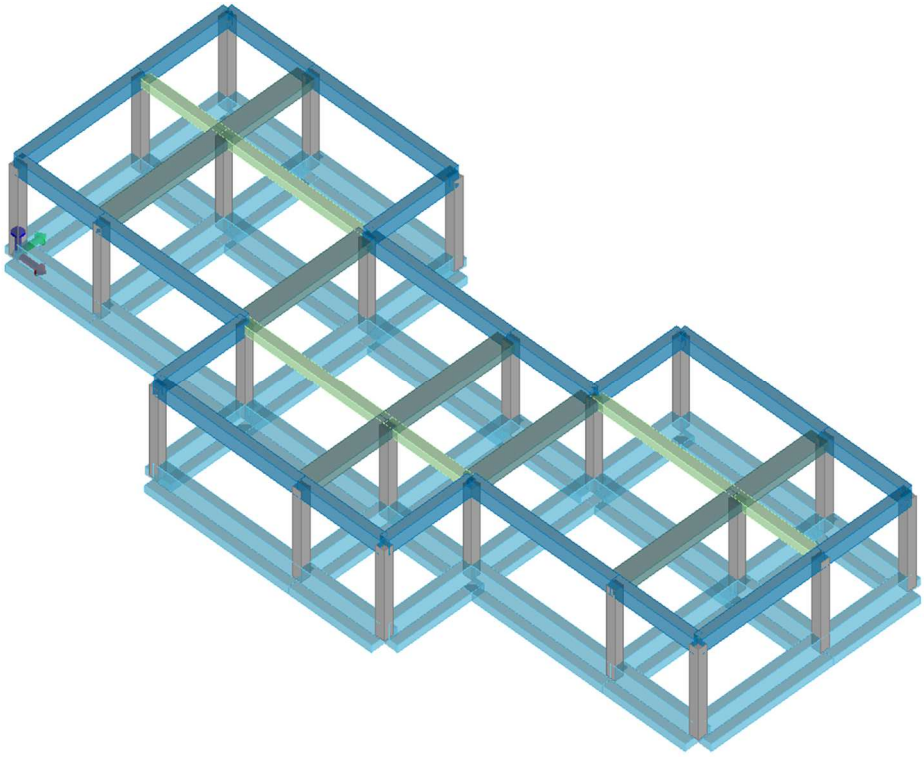


Figura 6: Modello FEM – vista 3D senza solai e pannelli

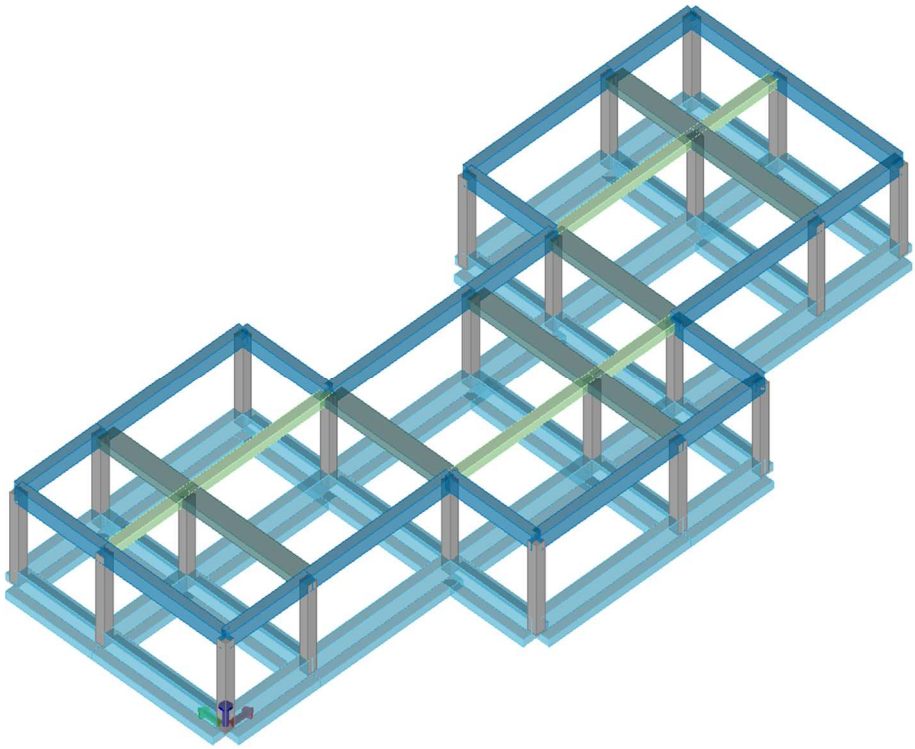


Figura 7: Modello FEM – vista 3D senza solai e pannelli

2.3 NORMATIVA E RIFERIMENTI TECNICI

La progettazione è stata eseguita in conformità alle norme tecniche vigenti ed in particolare:

- Legge n. 1086 del 5 novembre 1971: "*Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica*";
- Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n. 11951 del 14 febbraio 1974: "*Istruzioni di applicazione della Legge n. 1086/71*";
- Legge n. 64 del 2 febbraio 1974: "*Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche*";
- Decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001 n. 380 "*Testo unico per l'edilizia*"
- D.M. del Ministero delle Infrastrutture del 17 gennaio 2018: *Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni"* (17 gennaio 2018);
- Circolare n. 7 del C.S.LL.PP. del 21 gennaio 2019: "*Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 17 gennaio 2018*";
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003 " *Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici*" e s.m.i. (nel seguito richiamata come OPCM 3274).

<u>Normativa Tecnica Regione Emilia-Romagna:</u>

- Legge Regionale Emilia-Romagna n. 31 del 25 novembre 2002 "*Disciplina generale dell'edilizia*"
- Legge Regionale Emilia-Romagna n. 19 del 30 ottobre 2008 "*Norme per la riduzione del rischio sismico*"
- Giunta della Regione Emilia-Romagna "*Atto di indirizzo recante l'individuazione della documentazione attinente alla riduzione del rischio sismico necessaria per il rilascio del permesso di costruire e per gli altri titoli edilizi, alla individuazione degli elaborati costitutivi e dei contenuti del progetto esecutivo riguardante le strutture e alla definizione delle modalità di controllo degli stessi, ai sensi dell'art. 12, comma 1, e dell'art. 4, comma 1 della L.R.n. 19 del 2008*" GPG/2011/1474 Progr. Num.1373/2011.
- Giunta della Regione Emilia-Romagna "*Atto di indirizzo recante l'individuazione degli interventi privi di rilevanza per la pubblica incolumità ai fini sismici e delle varianti in corso d'opera, riguardanti parti strutturali, che non rivestono carattere sostanziale ai sensi dell'articolo 9 comma 4 della L.R. n.19 del 2008*" GPG/2016/2399 Progr. Num.2272/2016
- Giunta della Regione Emilia-Romagna "*Atto di indirizzo recante l'individuazione degli interventi strutturali in zone sismiche, di cui all'articolo 94-bis del Decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380, in adeguamento alle linee guida approvate con decreto del Ministero delle Infrastrutture e Trasporti 30 aprile 2020*" GPG/2020/1873 Progr. Num.1661/2009.

- Giunta della Regione Emilia-Romagna "*Approvazione elenco categorie di edifici di interesse strategico e opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità della protezione civile ed elenco di categorie di edifici e opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza particolare in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso*" GPG/2009/1885 - Progr. Num.1661/2009.

Riferimenti tecnici:

CNR Normre Tecniche 10025/1998 "Istruzioni per la progettazione l'esecuzione ed il controllo delle strutture prefabbricate in calcestruzzo";

UNI EN 1990:2006 "Criteri generali di progettazione strutturale";

UNI EN 1992-1:2005 "Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici"

UNI EN 1998-1:2005 "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici"

UNI EN 1998-5:2005 Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

2.4 CONDIZIONI D'USO E LIVELLI DI SICUREZZA

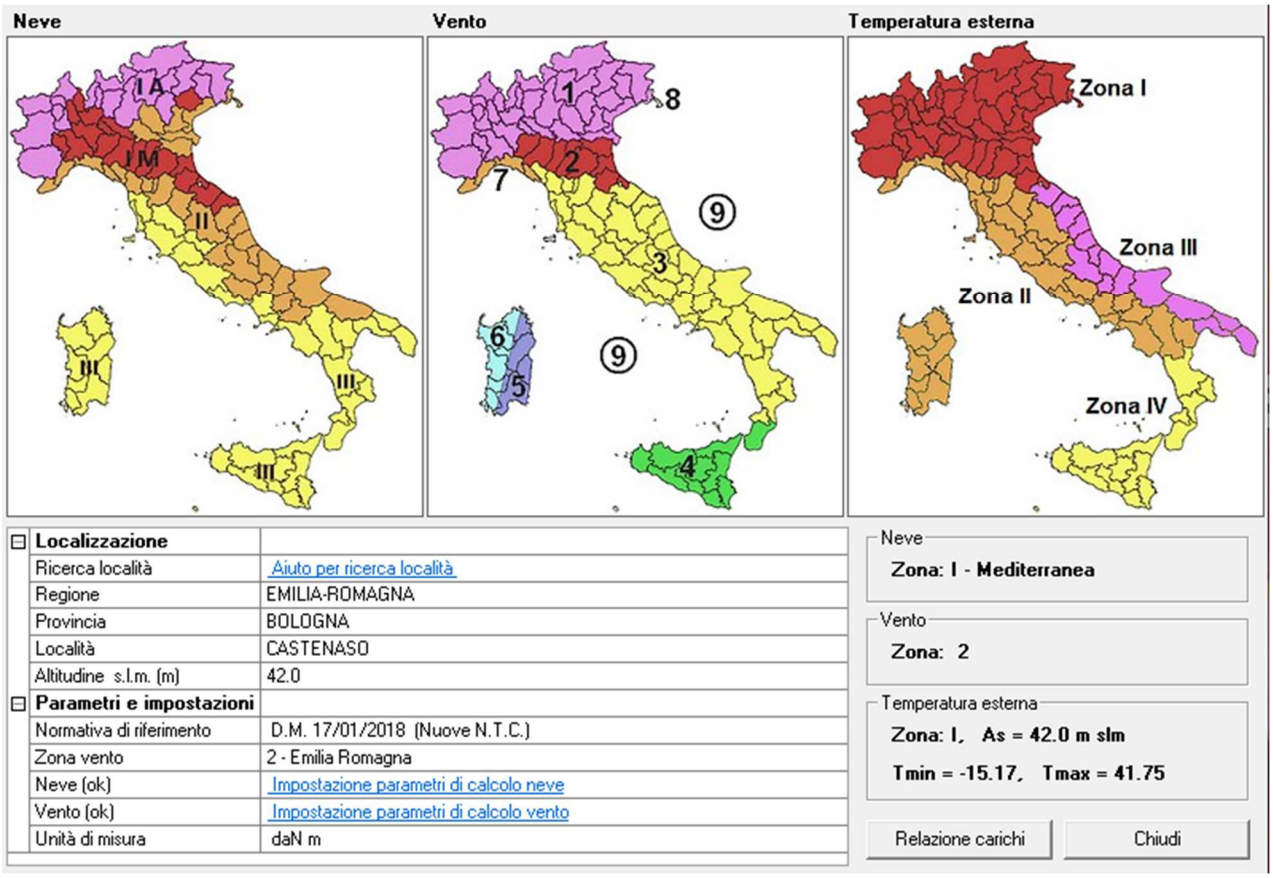
In accordo con la Committenza si assumono (§2.4.1 NTC 2018)

Tipo di Costruzione: Costruzione con livelli di prestazioni ordinari – Tipo 2;

Vita Nominale di progetto: V_N = 50 anni

3 AZIONI DI PROGETTO SULLA COSTRUZIONE

3.1 AZIONI AMBIENTALI



Località: CASTENASO

Provincia: BOLOGNA

Regione: EMILIA-ROMAGNA

Altitudine s.l.m.: 42,0 m

3.1.1 Azione della neve

Zona Neve = I Mediterranea

Periodo di ritorno, Tr = 50 anni

Ctr = 1 per Tr = 50 anni

Ce (coeff. di esposizione al vento) = 1.00

Valore caratteristico del carico al suolo = qsk Ce Ctr = 150 daN/mq

Copertura a più falde:

Angolo di inclinazione della falda $\alpha 1 = 10.0°$

$\mu 1(\alpha 1) = 0.80$ => Q1 = 120 daN/mq

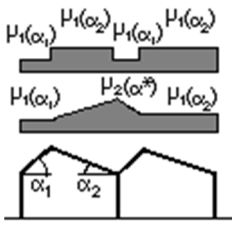
Angolo di inclinazione della falda $\alpha 2 = 10.0°$

$\mu 1(\alpha 2) = 0.80$ => Q2 = 120 daN/mq

$\alpha^* = (\alpha 1 + \alpha 2) / 2 = 10.0°$

$\mu 2(\alpha^*) = 1.07$ => Q2* = 160 daN/mq

Schema di carico:



3.1.2 Azione del vento

Zona vento = 2

Velocità base della zona, Vb.o = 25 m/s (Tab. 3.3.I)

Altitudine base della zona, Ao = 750 m (Tab. 3.3.I)

Altitudine del sito, As = 42 m

Velocità di riferimento, Vb = 25.00 m/s (Vb = Vb.o per As ≤ Ao)

Periodo di ritorno, Tr = 50 anni

Cr = 1 per Tr = 50 anni

Velocità riferita al periodo di ritorno di progetto, Vr = Vb Cr = 25.00 m/s

Classe di rugosità del terreno: B

[Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive]

Esposizione: Cat. IV - Entroterra fino a 500 m di altitudine
(Kr = 0.22; Zo = 0.30 m; Zmin = 8 m)
Pressione cinetica di riferimento, qb = 39 daN/mq

Coefficiente di forma, Cp = 1.00
Coefficiente dinamico, Cd = 1.00
Coefficiente di esposizione, Ce = 1.63
Coefficiente di esposizione topografica, Ct = 1.00
Altezza dell'edificio, h = 4.00 m

Pressione del vento, p = qb Ce Cp Cd = 64 daN/mq

3.1.3 Temperatura esterna

Zona: I
T min = -15.17° [NTC 3.5.1]
T max = 41.75° [NTC 3.5.2]

3.2 AZIONE SISMICA

Per le costruzioni soggette ad azioni sismiche si applica quanto riportato al §2.4 delle Norme Tecniche per le Costruzioni, relativamente alla vita nominale (V_N), classe d'uso e periodo di riferimento per l'azione sismica (V_R).
L'azione sismica, per i diversi stati limite, è definita in funzione di quanto indicato al § 3.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni ed in relazione alla vita di riferimento V_R (§2.4 delle NTC).

L'edificio è a destinazione d'uso "spogliatoi" quindi, cautelativamante, è stato considerato di Classe d'Uso III, come *costruzione il cui utilizzo preveda affollamenti significativi.*

Vita nominale	V_N	= 50 anni
Classe d'uso	Classe = III	
Coefficiente d'uso	C_U	= 1,5
Vita di riferimento	V_R	= 75 anni

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla *pericolosità sismica di base*, ottenuta da condizioni "ideali" quali un suolo di riferimento di tipo A ed una superficie topografica orizzontale.
La pericolosità sismica su reticolo di riferimento può essere ottenuta mediante la valutazione dei dati pubblicati dall' Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). Per punti non coincidenti con il reticolo di riferimento e periodi di ritorno non ordinari, si opera come da indicazioni presenti nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (rispettivamente tramite media pesata e interpolazione).

<u>Categoria di sottosuolo</u>
Sottosuolo Tipo **C**

<u>Condizioni Topografiche</u>
Categoria Topografica **T1**
Coefficiente di amplificazione topografica $\mathbf{S_T = 1.0}$

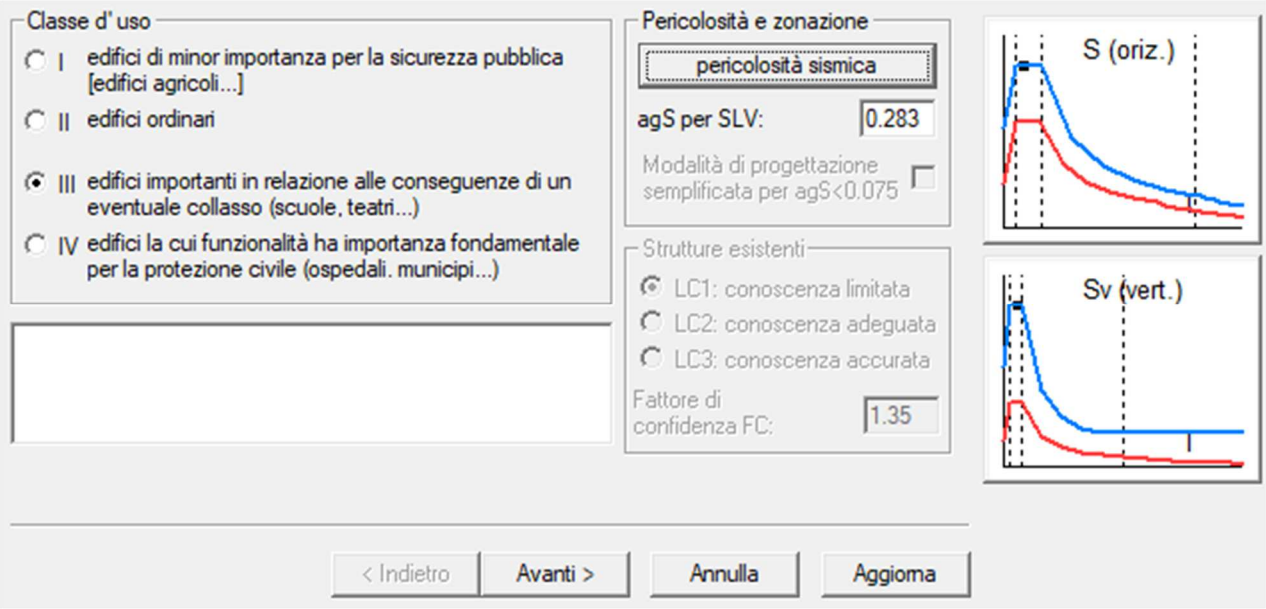


Figura 8 – Classe d'uso, pericolosità e zonazione sismica dell'edificio (NTC 2018)

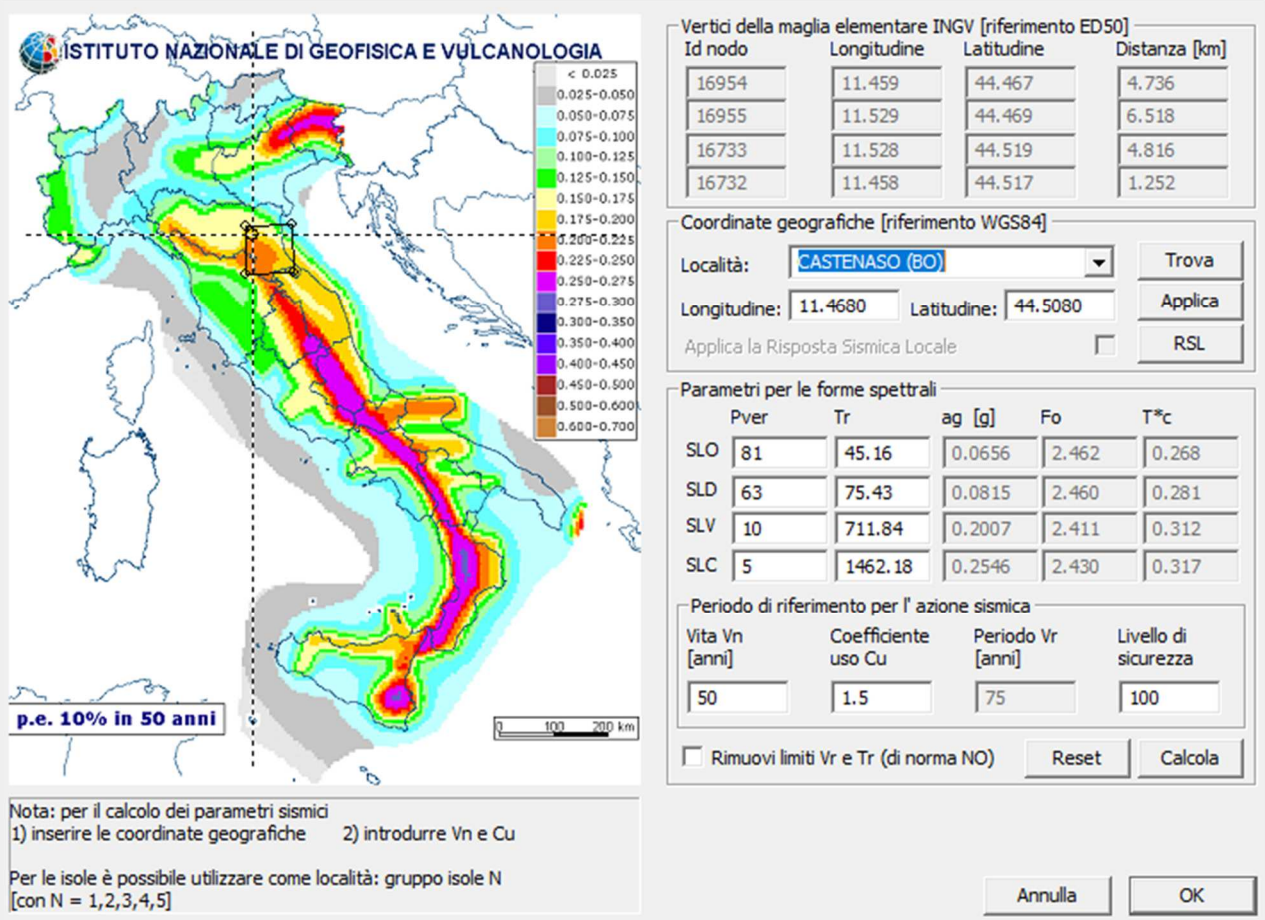


Figura 9 – Identificazione dei parametri per le forme spettrali

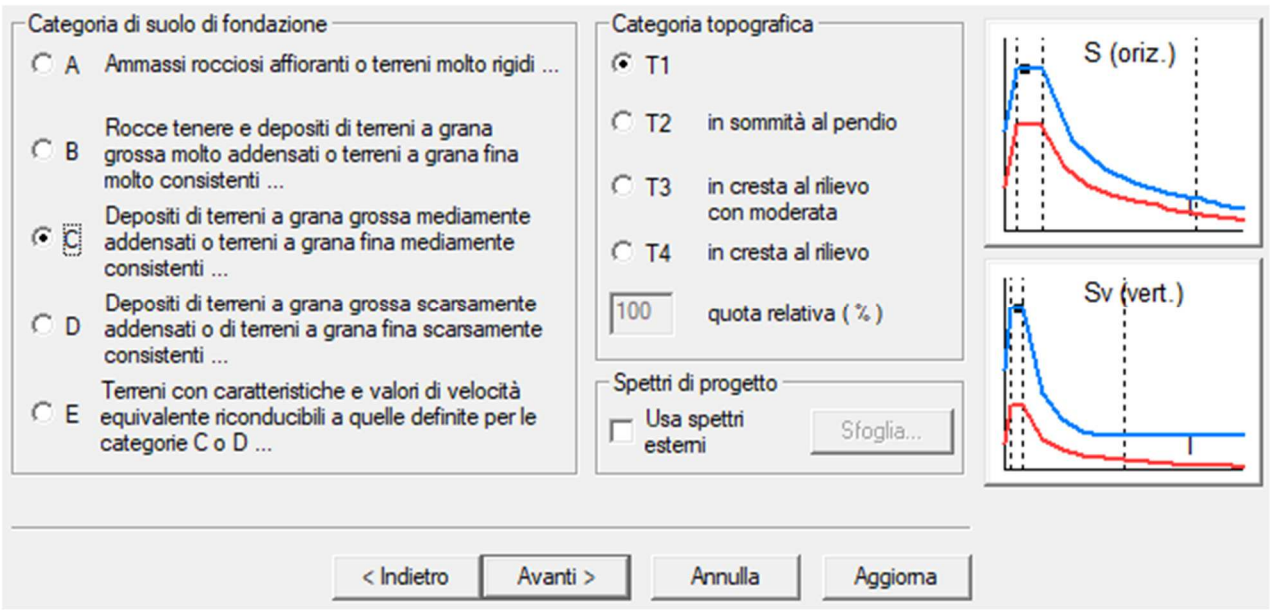


Figura 10 – Categoria suolo di fondazione e categoria topografica

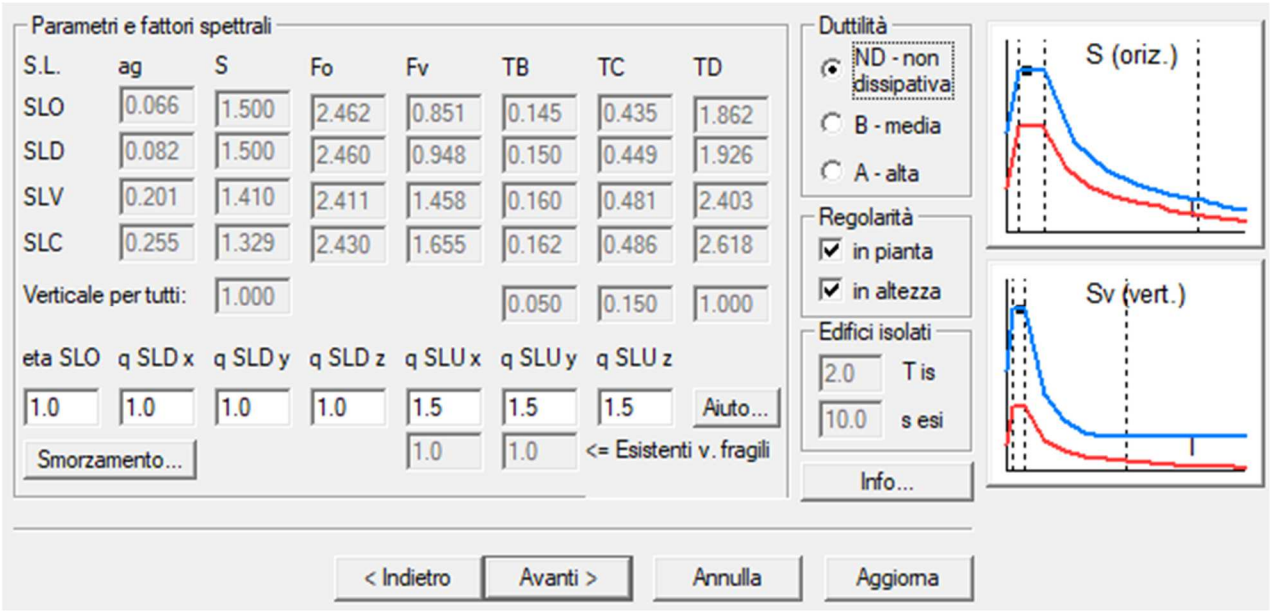


Figura 11 – Parametri e forme spettrali

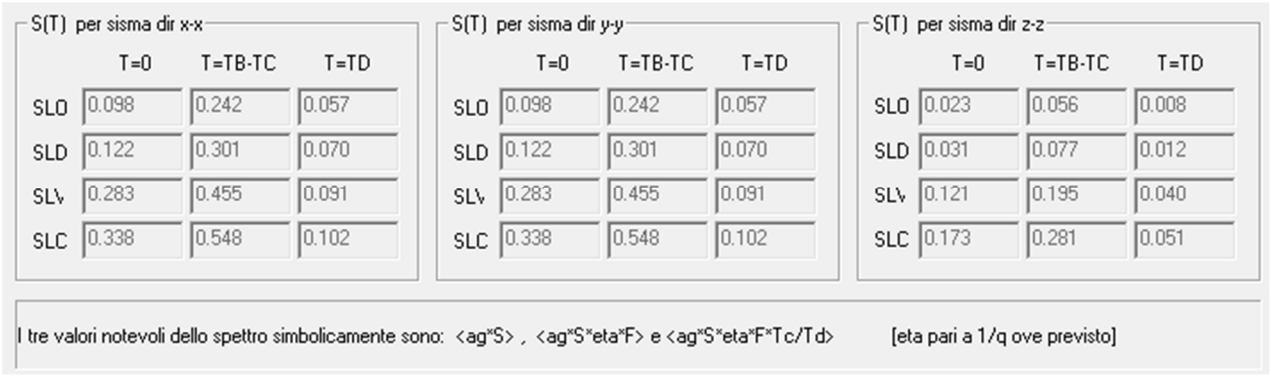


Figura 12 – Accelerazioni spettrali

3.2.1 Tipologia strutturale

La struttura è del tipo a telaio in c.c.a. (§7.4.3.1).

La struttura è stata dimensionata e verificata con *comportamento strutturale non dissipativo* assumendo quale fattore di comportamento q = 1.5.
Per quanto concerne la valutazione analitica del *fattore di comportamento q,* si veda quanto riportato nel paragrafo specifico della presente relazione.

4 ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI DI CARICO

4.1 CARICHI E SOVRACCARICHI IMPALCATI

Copertura

carichi permanenti G_k

solaio in laterocemento 28	=	350 kg/m^2
G1: $G_{k,\ peso\ proprio}$		350 kg/m^2
intonaco	=	30 kg/m^2
barriera vapore e isolante	=	10 kg/m^2
massetti alleggeriti per pendenze e caldana	=	100 kg/m^2
membrana poliolefine PE impermeabilizzazione	=	10 kg/m^2
ghiaia lavata/quadrotte cls	=	70 kg/m^2
impianti ST e Fv e zavorre	=	80 kg/m^2
G2: $G_{k,\ pesi\ permanenti}$	=	300 kg/m^2
$G_{k,\ totale\ copertura}$	=	650 kg/m^2

azioni variabili Q_k

neve	=	120 kg/m^2
$Q_{k,\ sovraccarico\ d'esercizio}$	=	120 kg/m^2
Totale	=	770

Solaio PT

carichi permanenti G_k

magrone	=	250	
solaio ad iglo e soletta h 40	=	250	
G1: $G_{k,\ peso\ proprio}$		500	kg/m^2
barriera vapore e isolante	=	10	
massetto impianti	=	125	
massetto e pavimentazione	=	105	kg/m^2
tamponamenti	=	100	kg/m^2
G2: $G_{k,\ pesi\ permanenti}$	=	340	kg/m^2
$G_{k,\ permenenti}$	=	840	kg/m^2

azioni variabili Q_k Cat. C4

Categoria C4	=	500	kg/m^2
$Q_{k,\ sovraccarico\ d'esercizio}$	=	500	kg/m^2
Totale	=	1340	

Tamponatura esterna

tamponatura con blocco alveolare porizzato

faccia vista muratura s=12 cm	=	220	kg/m^2
isolamento stiferite s=6cm	=	10	kg/m^2
blocco alveolare sp = 20 cm	=	160	kg/m^2
intonaco + rivestimento interno	=	40	kg/m^2
G1: $G_{k,\ peso\ proprio}$		430	kg/m^2
parete h= 3 m		1290	kg/m

4.2 CASI E COMBINAZIONI DI CARICO

Si riportano, di seguito, le combinazioni di carico considerate per le analisi statiche e sismiche.

– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

– Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02}\cdot Q_{k2} + \psi_{03}\cdot Q_{k3} + \ldots \quad (2.5.2)$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \psi_{23}\cdot Q_{k3} + \ldots \quad (2.5.3)$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \psi_{23}\cdot Q_{k3} + \ldots \quad (2.5.4)$$

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

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

– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \ldots \quad (2.5.6)$$

I coefficienti di combinazione Ψ adottati per le differenti tipologie di sovraccarichi variabili sono i seguenti:

Tabella 2.5.I – *Valori dei coefficienti di combinazione*

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Nelle seguenti tabelle si riportano le condizioni di carico considerate e le combinazioni di carico per i differenti Stati Limite analizzati.

Le azioni caratteristiche, necessarie per ottenere le sollecitazioni di progetto per le verifiche di resistenza e deformabilità, vengono desunte combinando tra loro i singoli casi di carico precedentemente presentati.

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gsk	CDC=G1sk (permanente solai-coperture)	
3	Gsk	CDC=G2sk (permanente solai-coperture n.c.d.)	
4	Gsk	CDC=G2pk (permanente pannelli n.c.d.)	
5	Qsk	CDC=Qsk (variabile solai)	
6	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)	partecipazione:1.00 per 1 CDC=Ggk (peso proprio della struttura)
			partecipazione:1.00 per 2 CDC=G1sk (permanente solai-coperture)
			partecipazione:1.00 per 3 CDC=G2sk (permanente solai-coperture n.c.d.)
			partecipazione:1.00 per 4 CDC=G2pk (permanente pannelli n.c.d.)
			partecipazione:1.00 per 5 CDC=Qsk (variabile solai)
7	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
8	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
9	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
10	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
11	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
12	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
13	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
14	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=0.0 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
15	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
16	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=90.00 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
17	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=90.00 (ecc. -)	come precedente CDC sismico

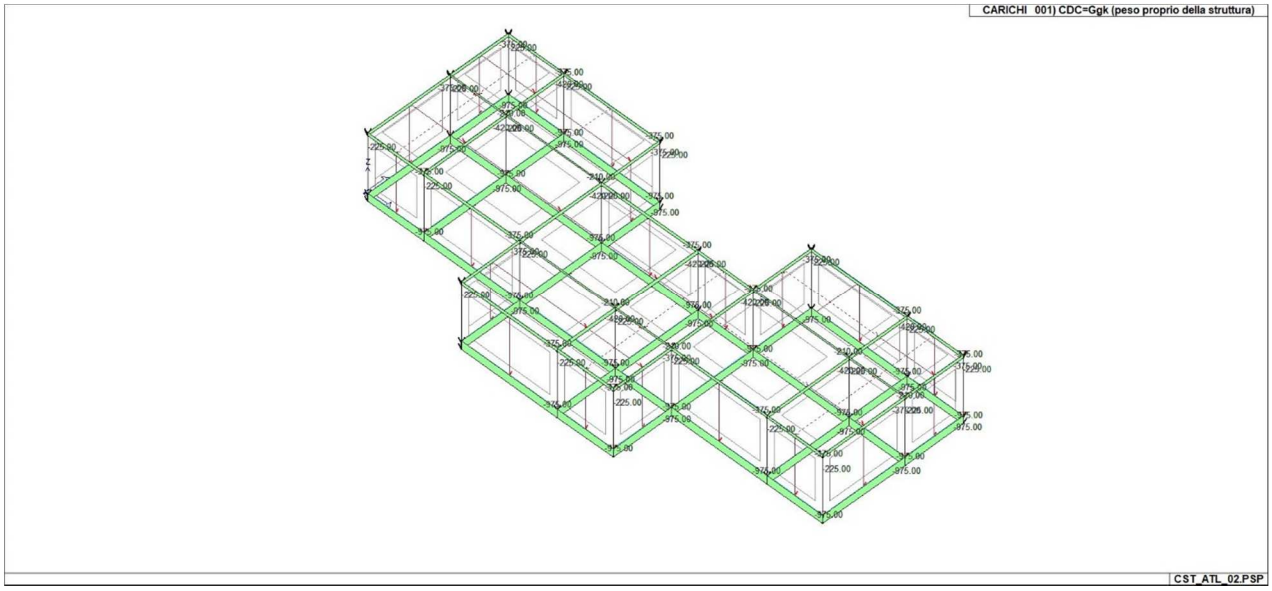


Figura 13: CDC = Ggk (peso proprio della struttura)

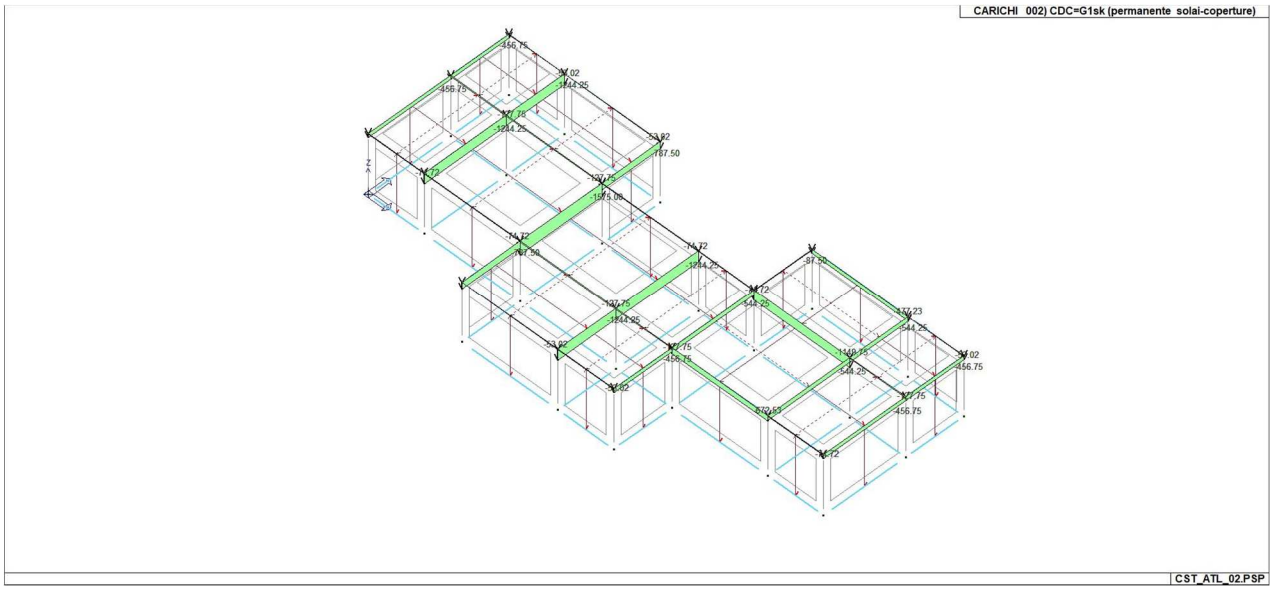


Figura 14: CDC = G1sk (permanente solai - coperture)

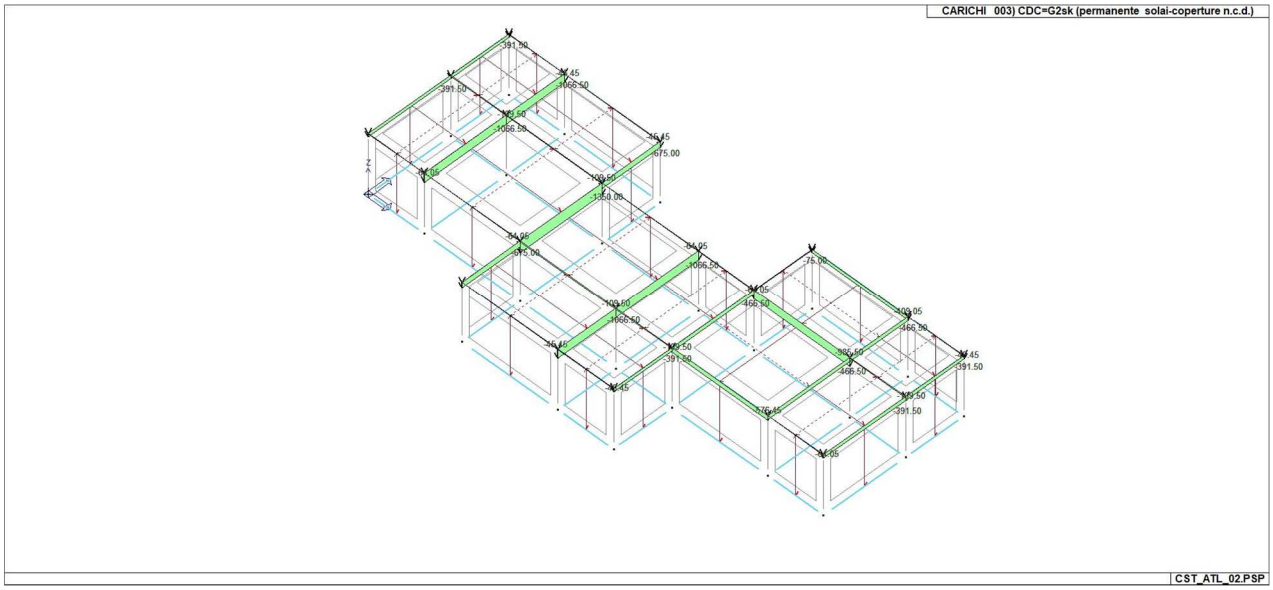


Figura 15: CDC = G2sk (permanente solai – coperture n.c.d.)

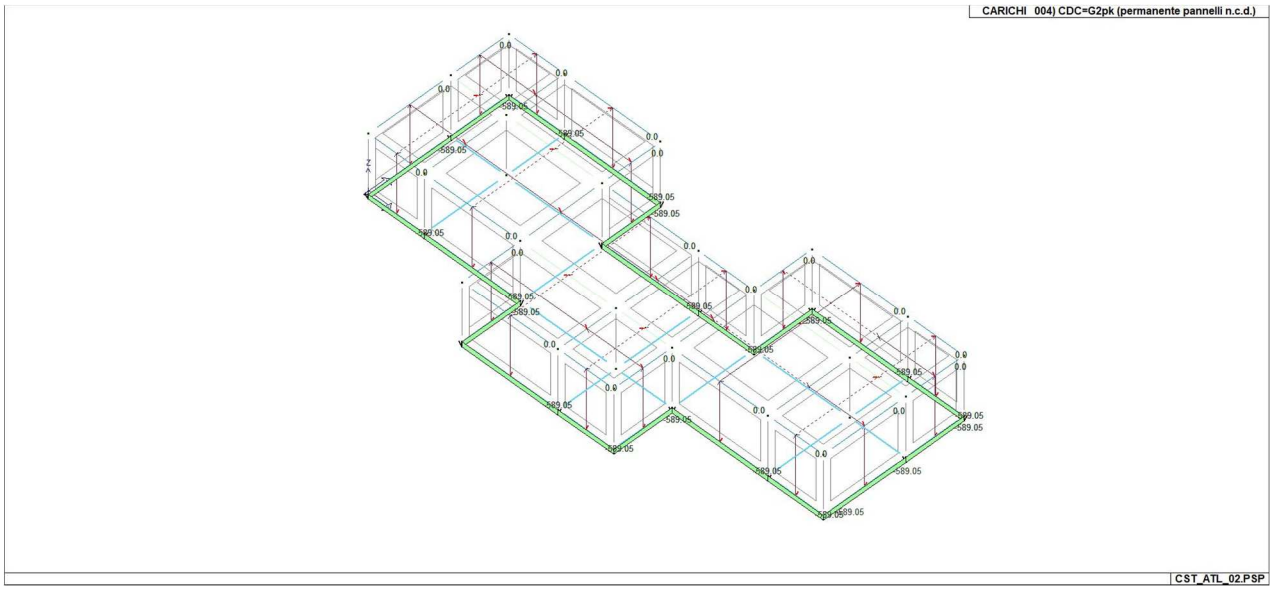


Figura 16: CDC = G2pk (permanenti pannelli n.c.d.)

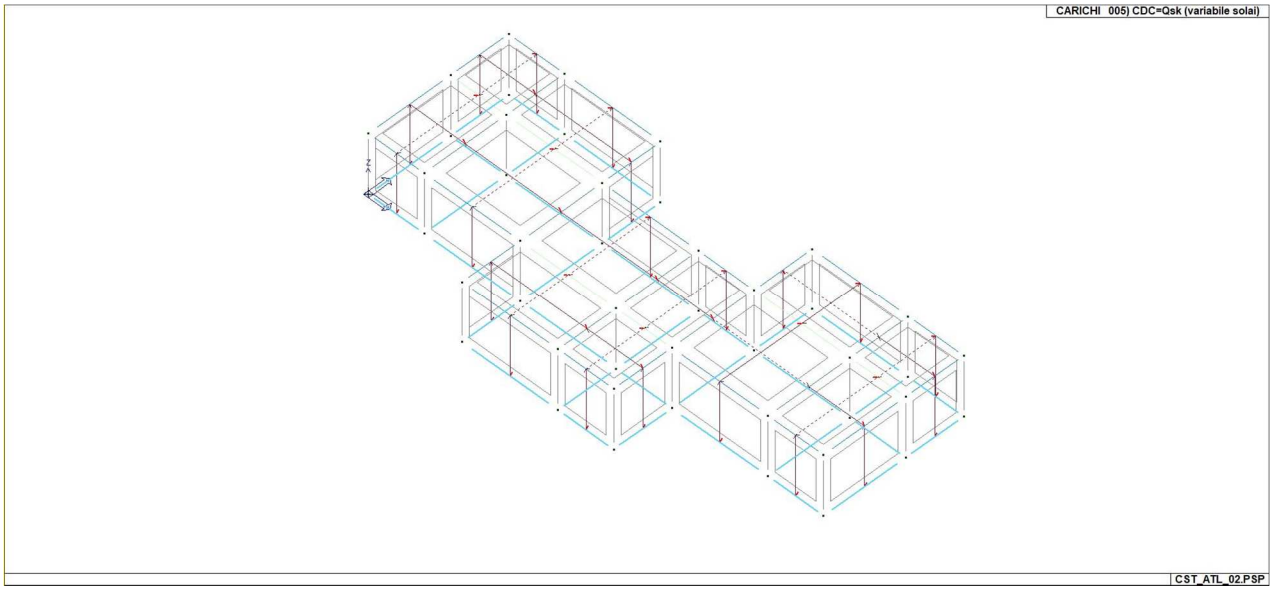


Figura 17: CDC = Qnk (carico da neve)

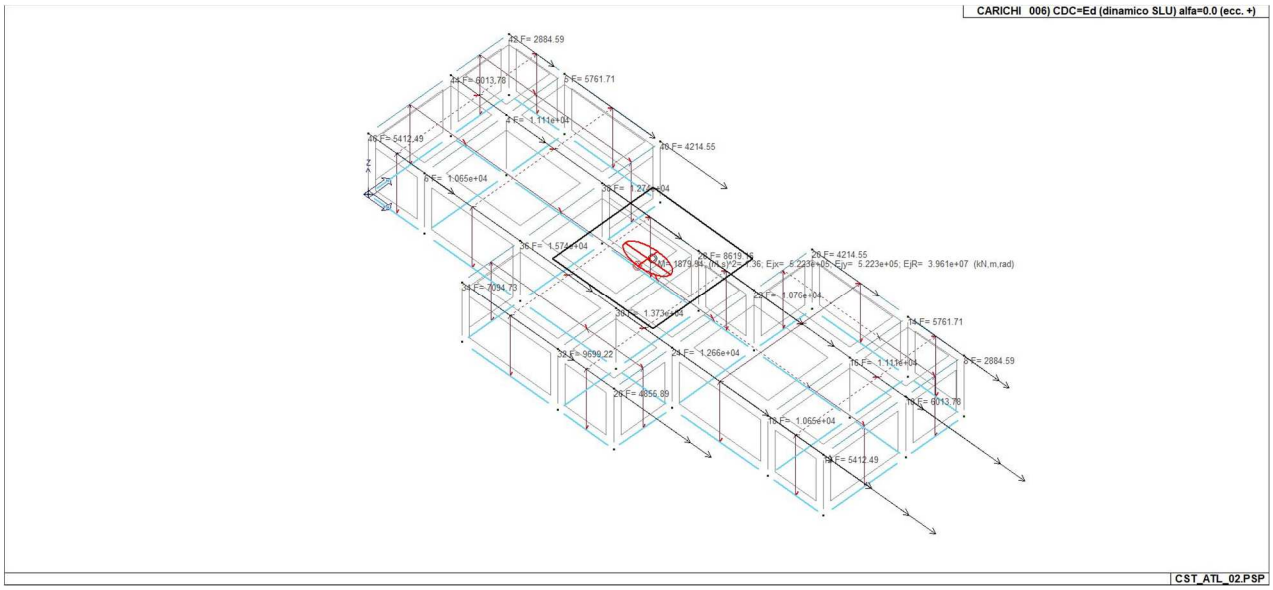


Figura 18: CDC = Ed (dinamico SLU) alfa 0.0 (ecc.+)

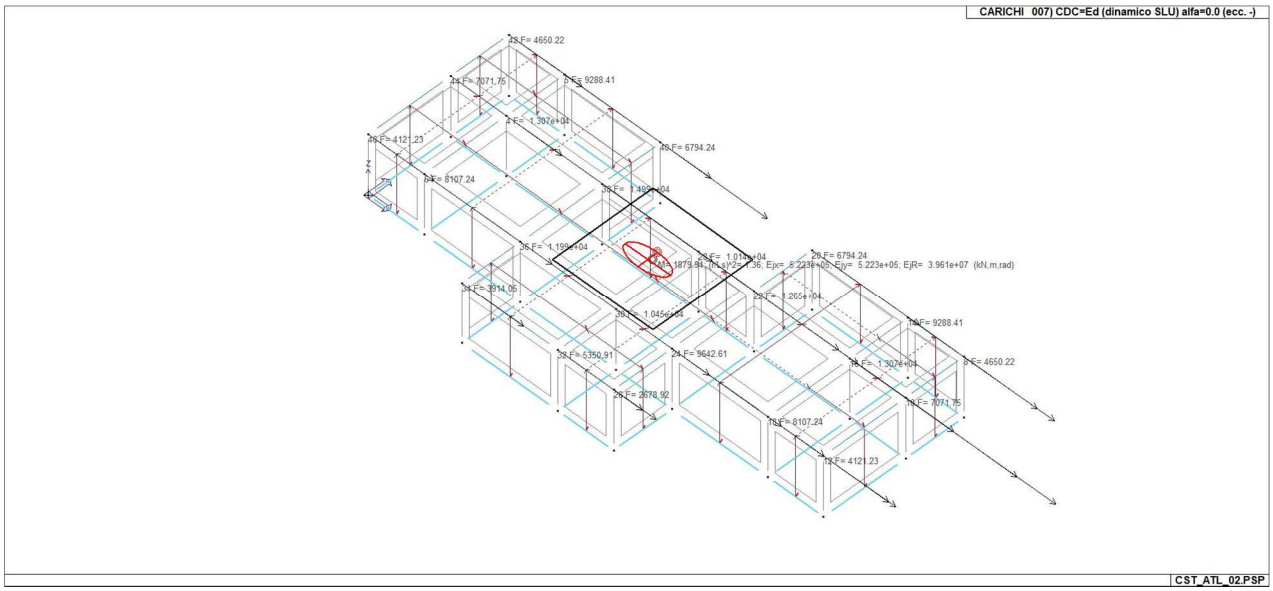


Figura 19: CDC = Ed (dinamico SLU) alfa 0.0 (ecc.-)

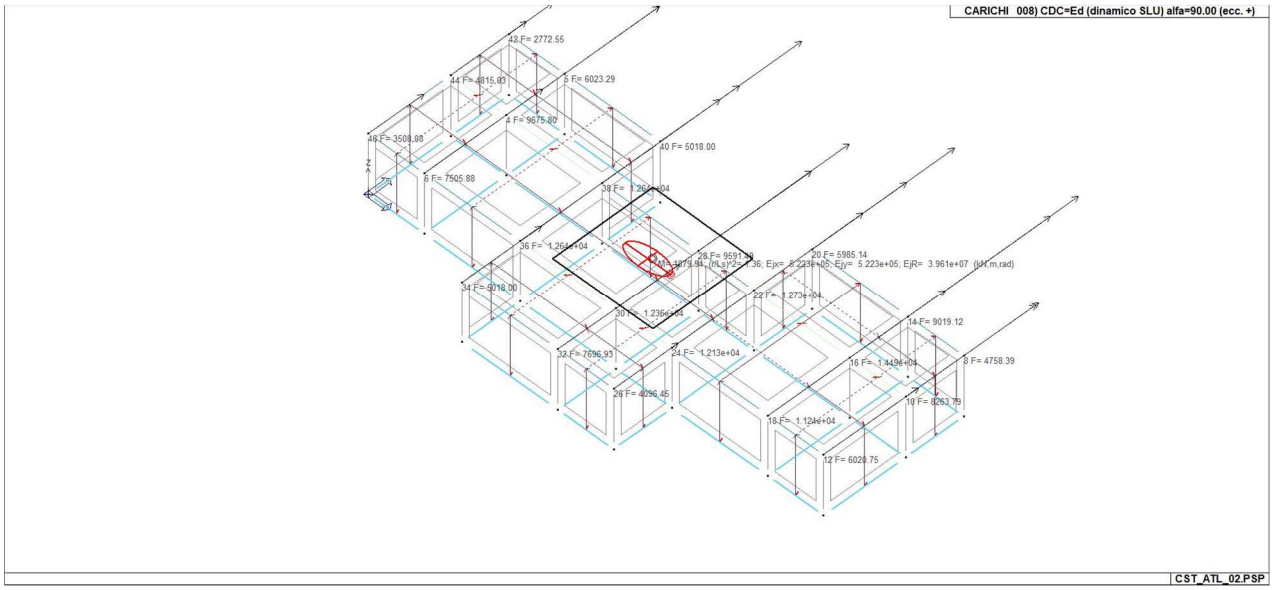


Figura 20: CDC = Ed (dinamico SLU) alfa 90 (ecc.+)

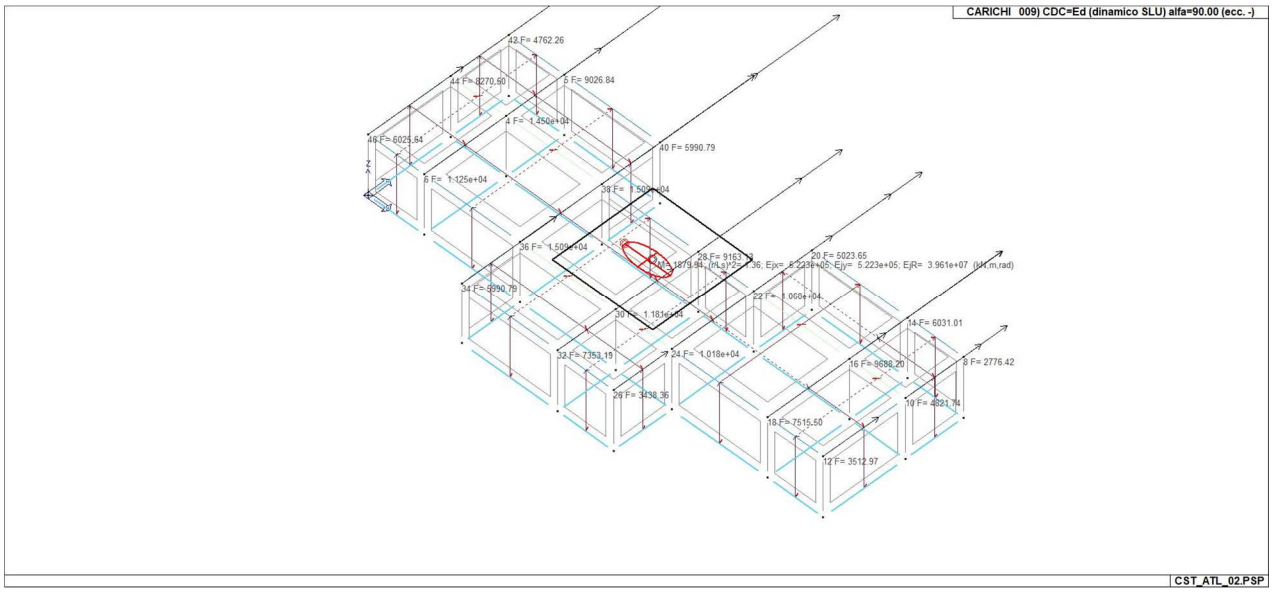


Figura 21: CDC = Ed (dinamico SLU) alfa 90 (ecc.-)

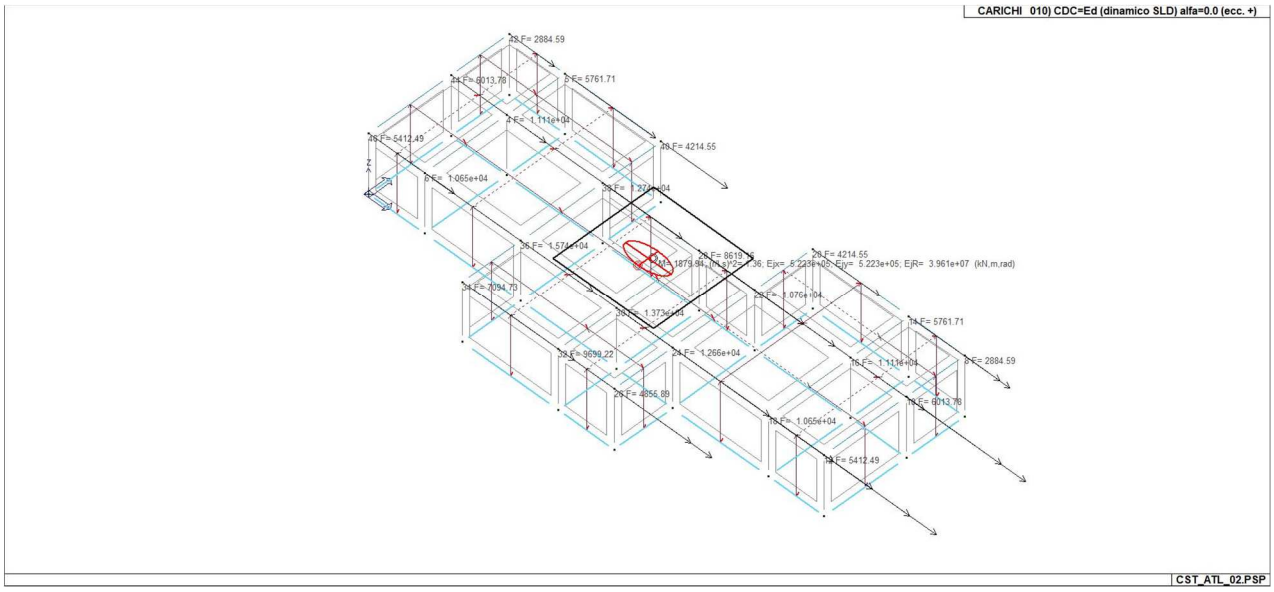


Figura 22: CDC = Ed (dinamico SLD) alfa 0.00 (ecc.+)

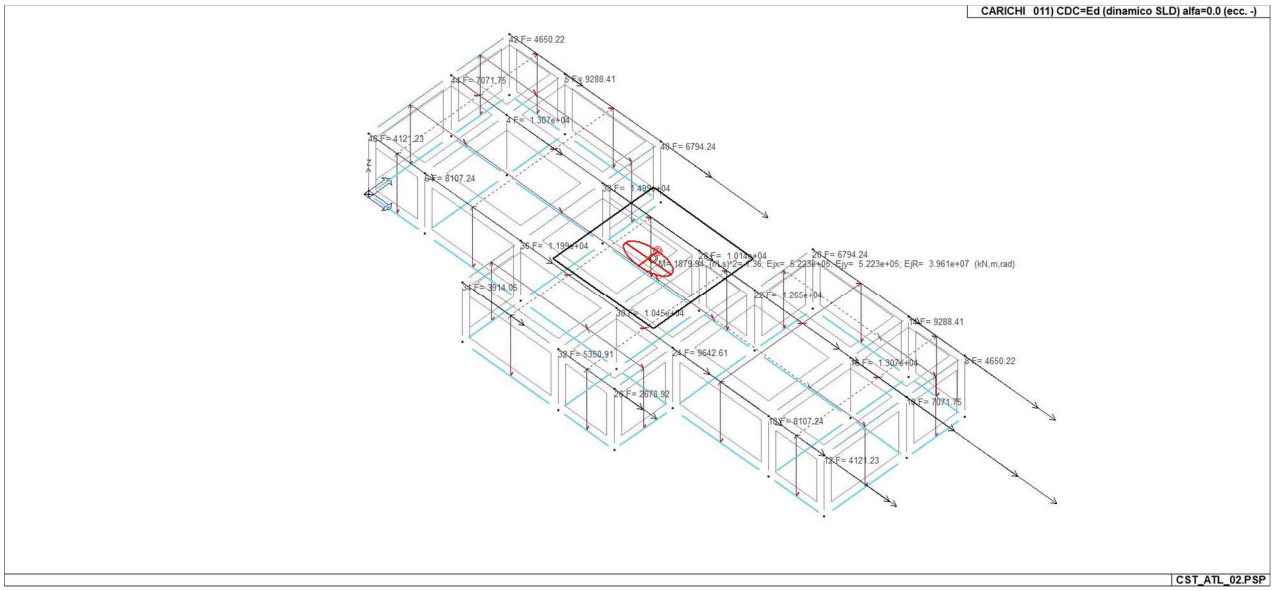


Figura 23: CDC = Ed (dinamico SLD) alfa 0.00 (ecc.-)

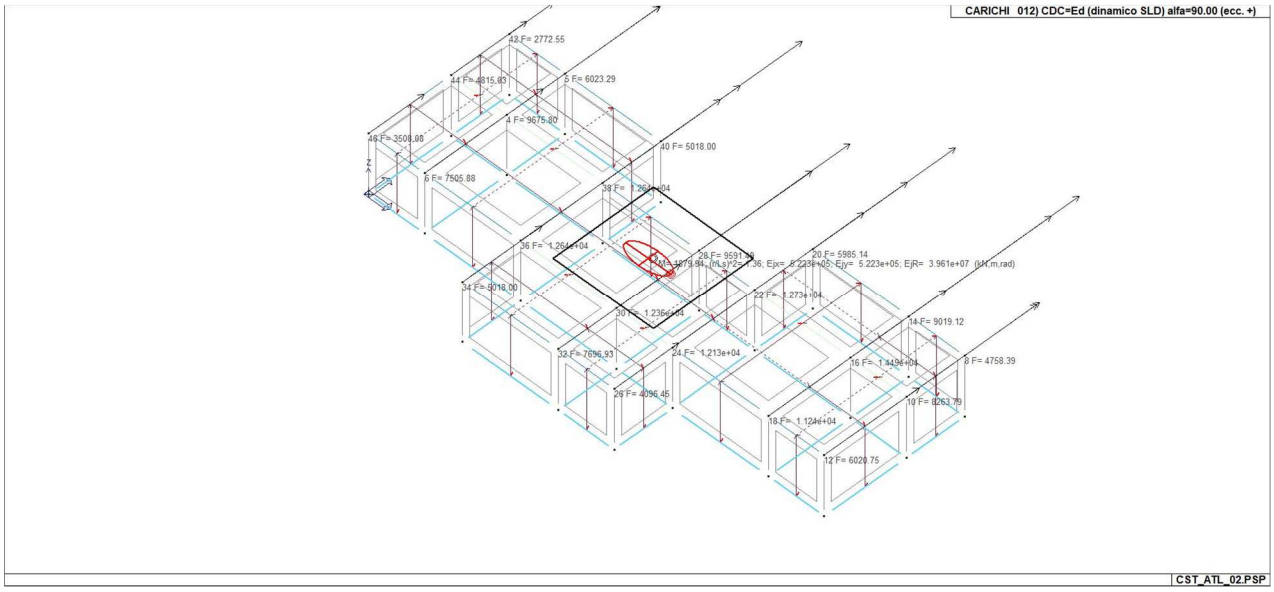


Figura 24: CDC = Ed (dinamico SLD) alfa 90 (ecc.+)

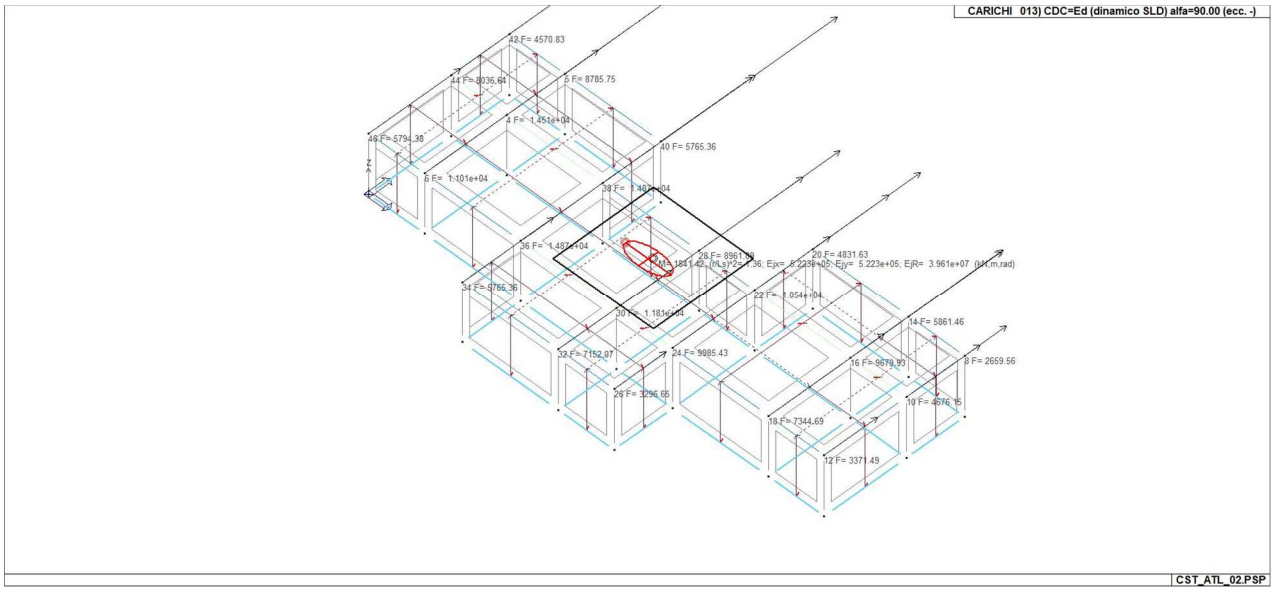


Figura 25: CDC = Ed (dinamico SLD) alfa 90 (ecc.-)

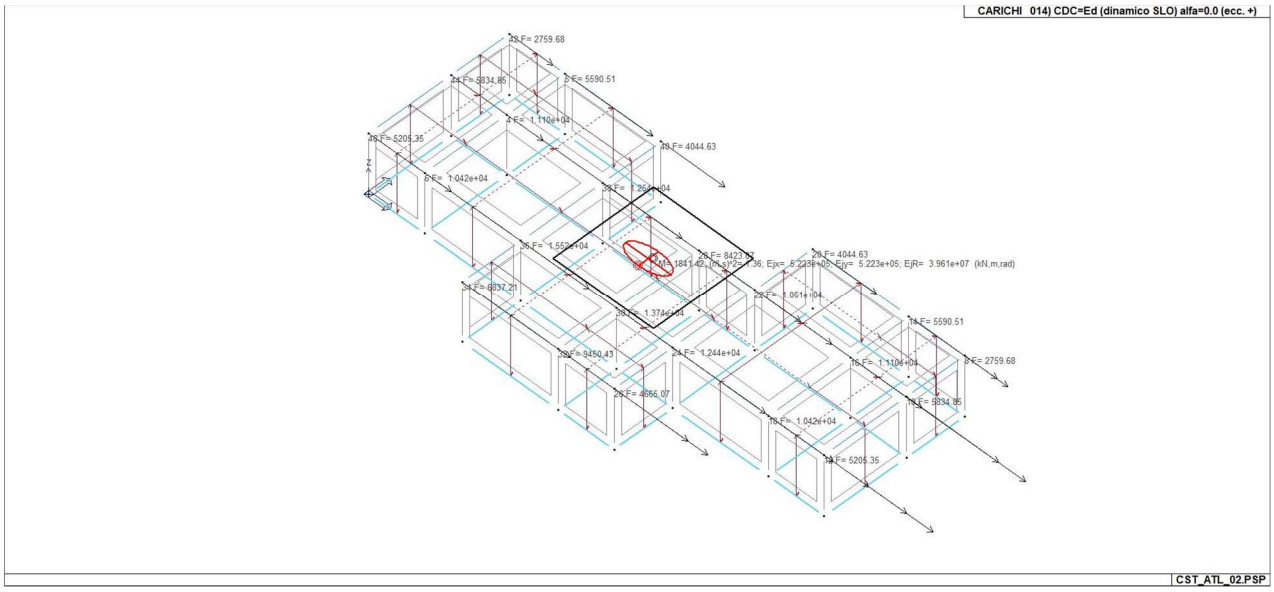


Figura 26: CDC = Ed (dinamico SL0) alfa 0.00 (ecc.+)

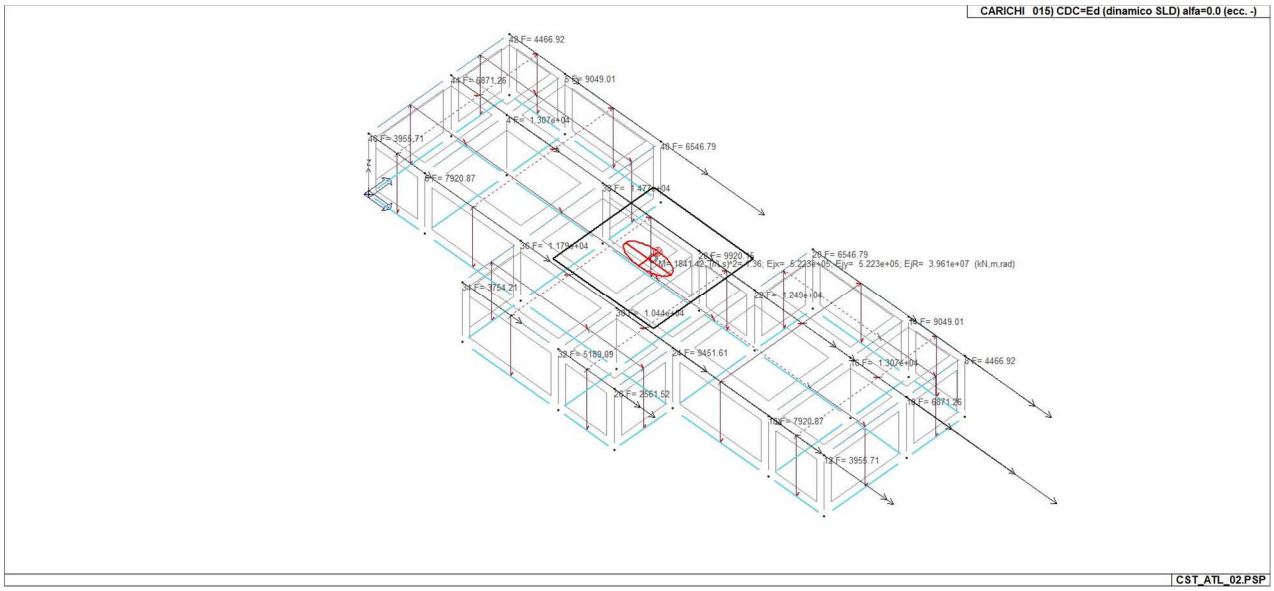


Figura 27: CDC = Ed (dinamico SLO) alfa 0.00 (ecc.-)

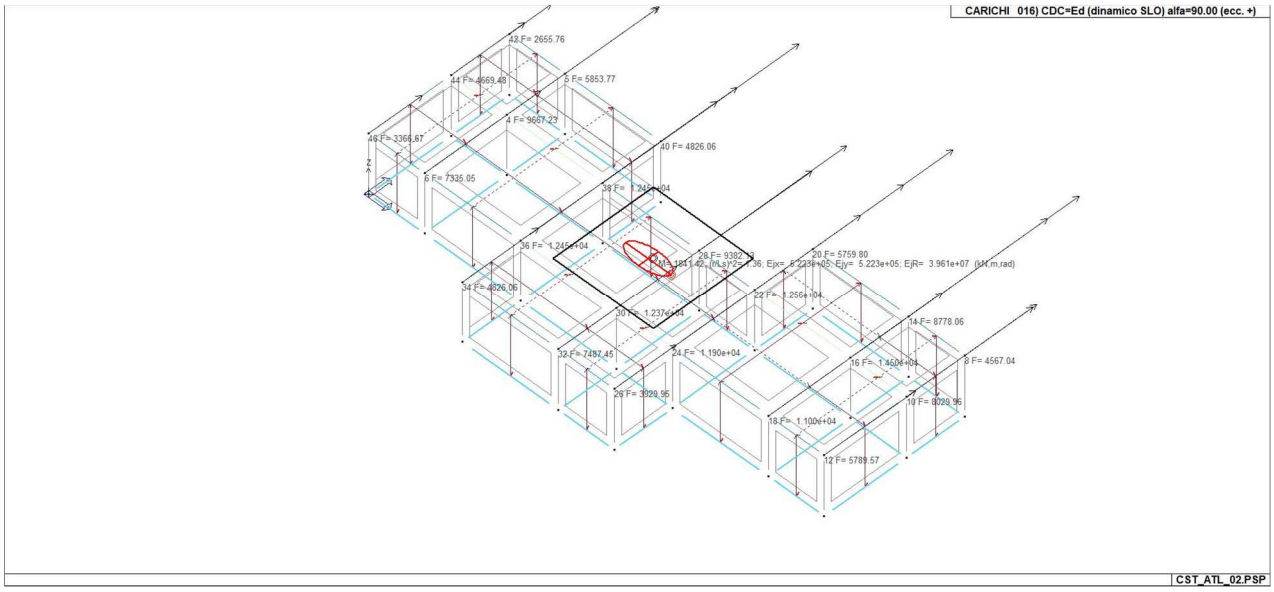


Figura 28: CDC = Ed (dinamico SLO) alfa 90 (ecc.+)

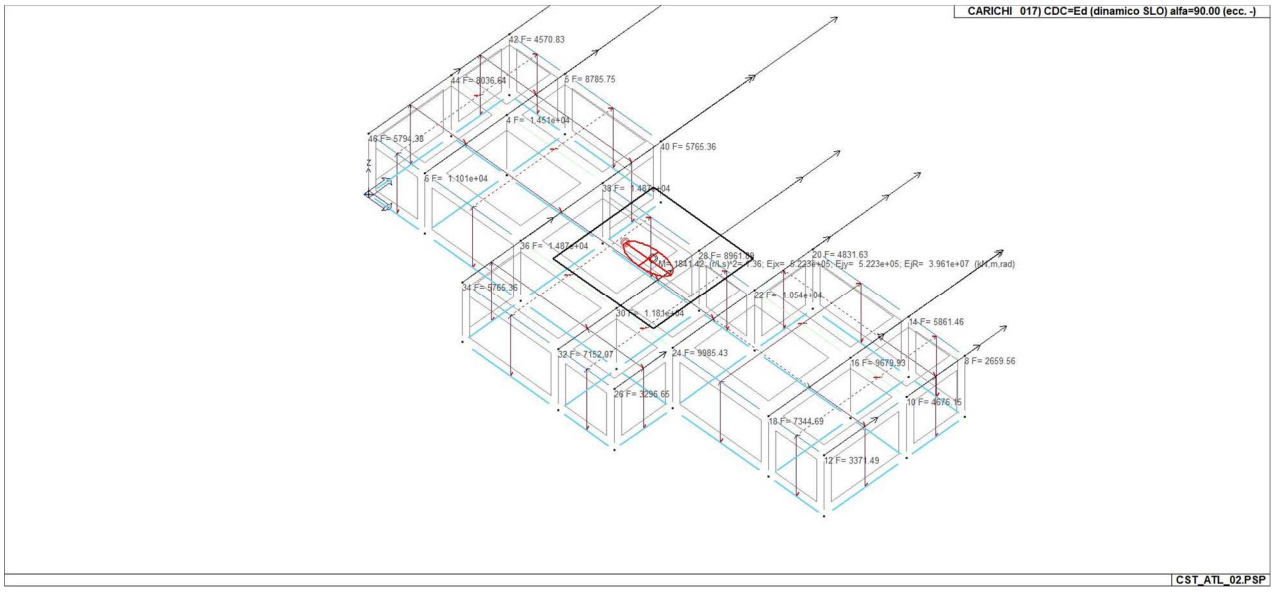


Figura 29: CDC = Ed (dinamico SLO) alfa 90 (ecc.-)

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
1	SLU	Comb. SLU A1 1	
2	SLU	Comb. SLU A1 2	
3	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 3	
4	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 4	
5	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 5	
6	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 6	
7	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 7	
8	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 8	
9	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 9	
10	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 10	
11	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 11	
12	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 12	
13	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 13	
14	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 14	
15	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 15	
16	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 16	
17	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 17	

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
18	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 18	
19	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 19	
20	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 20	
21	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 21	
22	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 22	
23	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 23	
24	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 24	
25	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 25	
26	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 26	
27	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 27	
28	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 28	
29	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 29	
30	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 30	
31	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 31	
32	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 32	
33	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 33	
34	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 34	
35	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 35	
36	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 36	
37	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 37	
38	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 38	
39	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 39	
40	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 40	
41	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 41	
42	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 42	
43	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 43	
44	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 44	
45	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 45	
46	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 46	
47	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 47	
48	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 48	
49	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 49	
50	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 50	
51	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 51	
52	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 52	
53	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 53	
54	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 54	
55	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 55	
56	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 56	
57	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 57	
58	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 58	
59	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 59	
60	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 60	
61	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 61	
62	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 62	
63	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 63	
64	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 64	
65	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 65	
66	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 66	
67	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 67	
68	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 68	
69	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 69	
70	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 70	
71	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 71	
72	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 72	
73	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 73	
74	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 74	
75	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 75	
76	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 76	
77	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 77	
78	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 78	
79	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 79	
80	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 80	
81	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 81	
82	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 82	
83	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 83	
84	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 84	
85	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 85	
86	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 86	
87	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 87	
88	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 88	
89	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 89	
90	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 90	

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
91	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 91	
92	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 92	
93	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 93	
94	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 94	
95	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 95	
96	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 96	
97	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 97	
98	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 98	
99	SLU(ecc.)	Comb. SLU (Eccez.) 99	
100	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 100	
101	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 101	
102	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 102	

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
1	1.30	1.30	1.50	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
2	1.00	1.00	0.80	0.80	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
3	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
4	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
5	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
6	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
7	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	-1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
8	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
9	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
10	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
11	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	-1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
12	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	-1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
13	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
14	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
15	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
16	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
17	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
18	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
19	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
20	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
21	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
22	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
23	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	-0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
24	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	-0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
25	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
26	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
27	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
28	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
29	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
	0.0	0.0	0.0											
30	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
31	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
32	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
33	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
34	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
35	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
36	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
37	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
38	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
39	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0
	0.0	0.0	0.0											
40	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.30	0.0
	0.0	0.0	0.0											
41	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0
	0.0	0.0	0.0											
42	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0
	0.0	0.0	0.0											
43	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	-0.30	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
44	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.30	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
45	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	-0.30	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
46	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.30	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
47	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0
	0.0	0.0	0.0											
48	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0
	0.0	0.0	0.0											
49	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0
	0.0	0.0	0.0											
50	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0
	0.0	0.0	0.0											
51	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
52	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
53	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
54	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
55	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	-1.00	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
56	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	1.00	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
57	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	-1.00	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
58	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	1.00	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
59	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0
	-0.30	0.0	0.0											
60	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0
	0.30	0.0	0.0											
61	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0
	-0.30	0.0	0.0											
62	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0
	0.30	0.0	0.0											
63	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0											
64	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0											
65	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
	0.0	0.0	0.0											
66	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0											
67	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0											
68	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0											
69	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0											
70	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0											
71	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0
	-0.30	0.0	0.0											
72	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0
	0.30	0.0	0.0											
73	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0
	-0.30	0.0	0.0											
74	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0
	0.30	0.0	0.0											
75	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00
	0.0	-0.30	0.0											
76	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00
	0.0	0.30	0.0											
77	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	-0.30	0.0											
78	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.30	0.0											
79	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00
	0.0	0.0	-0.30											
80	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00
	0.0	0.0	0.30											
81	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	-0.30											
82	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.30											
83	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0
	-1.00	0.0	0.0											
84	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0
	1.00	0.0	0.0											
85	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0
	-1.00	0.0	0.0											
86	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0
	1.00	0.0	0.0											
87	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0
	-1.00	0.0	0.0											
88	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0
	1.00	0.0	0.0											
89	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0
	-1.00	0.0	0.0											
90	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0
	1.00	0.0	0.0											
91	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30
	0.0	-1.00	0.0											
92	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30
	0.0	1.00	0.0											
93	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30
	0.0	-1.00	0.0											
94	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30
	0.0	1.00	0.0											
95	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30
	0.0	0.0	-1.00											
96	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30
	0.0	0.0	1.00											
97	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30
	0.0	0.0	-1.00											
98	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30
	0.0	0.0	1.00											
99	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
100	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											
101	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
	0.0	0.0	0.0											
102	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0											

4.3 CRITERI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE NUMERICA

Le strutture in elevazione e di fondazione sono state modellate con il metodo FEM; in particolare, le travi e i pilastri sono simulati mediante elementi di tipo *beam* a due nodi e 6 dof per nodo mentre i solai mediante elementi tipo *shell* a quattro nodi con comportamento deformabile nel proprio piano.
I pilastri sono stati considerati come incastrati alla base delle travi di fondazione e collegati tramite cerniere in sommità alle travi prefabbricate, in semplice appoggio. Le travi sono stati modellate con elementi monodimensionali tipo *beam* su suolo alla winkler.

4.4 FATTORE DI COMPORTAMENTO

L'unità strutturale a telaio in c.c.a. è progettata come non dissipativa. Per le strutture a comportamento strutturale non dissipativo, si adotta un fattore di comportamento q_{ND}, ridotto rispetto al valore minimo relativo alla CD "B" secondo l'espressione:

$$1<2/3\ q_{ND} < 1.5$$

Il *fattore di comportamento* q_{LIM} per le strutture a telaio monopiano con pilastri incastrati alla base ed orizzontamenti incernierati in base alla Tab. 7.3.II, risulta essere, in CD "B", pari a:

$q_{LIM} = q_0 \times K_R$

$q_0 = 3 \times \alpha_u/\alpha_1$

K_R=0.8 (non regolarità in altezza);

Per strutture a telaio ad un piano $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$.

Considerando la non regolarità in pianta della struttura, il valore di $\alpha_u/\alpha_1 = (1,1+1)/2 = 1,05$

Si ottiene pertanto il seguente fattore di comportamento q che è stato assunto nell'analisi:

$q = q_0\ K_R = 3x0.8x1,05 = 2,52$

Dunque:

$q_{ND} = 2/3 * 2.52 = 1.68.$

Alla luce di quanto precedentemente descritto, si assume $\mathbf{q_{ND} = 1.5}$

5 ANALISI SVOLTE E RISULTATI OTTENUTI

Nel seguito si riportano i principali risultati delle analisi svolte e delle verifiche condotte.

5.1 MODELLAZIONE NUMERICA FEM

Nelle combinazioni di carico di progetto sismiche sono state considerate le eccentricità accidentali previste dalla normativa NTC2018.

Si rappresentano le deformate modali relative ai modi di vibrare maggiormente significativi della struttura.

La struttura non richiede amplificazione per effetti delle non linearità geometrica (P-Δ) in quanto θ risulta inferiore a 0.1 (§7.3.1).

5.1.1 Caratteristiche dei materiali

Id	Tipo / Note	V. caratt.	V. medio	Young	Poisson	G	Gamma	Alfa	Altri
		daN/ m2	daN/ m2	daN/ m2		daN/ m2	daN/ m3		
1	Calcestruzzo Classe C25/30			3.145e+09	0.20	1.310e+09	2500.0	1.00e-05	
	Resistenza Rc	3.000e+06							
	Resistenza fctm		2.558e+05						
	Rapporto Rfessurata (assiale)								1.00
	Rapporto Rfessurata (flessione)								1.00
	Rapporto Rfessurata (taglio)								1.00
	Coefficiente ksb								0.85
	Rapporto HRDb								1.00e-05
	Rapporto HRDv								1.00e-05
5	Calcestruzzo Classe C32/40			3.364e+09	0.20	1.402e+09	2500.0	1.00e-05	
	Resistenza Rc	4.000e+06							
	Resistenza fctm		3.099e+05						
	Rapporto Rfessurata (assiale)								1.00
	Rapporto Rfessurata (flessione)								1.00
	Rapporto Rfessurata (taglio)								1.00
	Coefficiente ksb								0.85
	Rapporto HRDb								1.00e-05
	Rapporto HRDv								1.00e-05
111	Poroton 800 con malta M12-muratura E = 7.300e+04			7.300e+08	0.25	2.920e+08	700.0	1.00e-05	
	Resistenza f	7.300e+05							
	Resistenza fh	1.190e+05							
	Resistenza fv0	3.000e+04							
	Resistenza fv0h	3.000e+04							
	Resistenza tau0	1.500e+04							
	Resistenza fvlim	9.750e+04							
	Resistenza fb	1.500e+06							
	Resistenza fbh	3.000e+05							
	Resistenza fbt	1.500e+05							
	Rapporto Rfessurata (assiale)								1.00
	Rapporto Rfessurata (flessione)								1.00
	Rapporto Rfessurata (taglio)								1.00
	Coefficiente ksb								0.85
	Coefficiente mu tilda								0.50
	Coefficiente fi								0.50
	Rapporto HRDb								1.00e-05

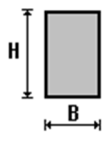
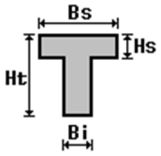
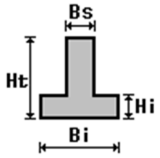
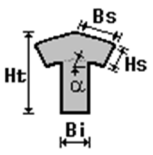
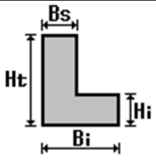
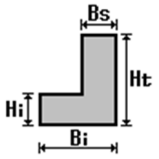
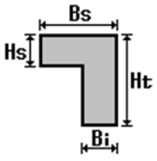
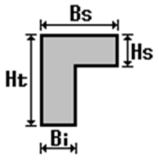
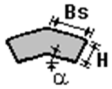
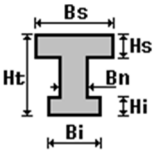
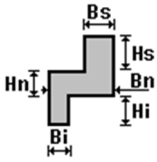
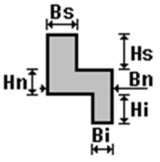
Id	Tipo / Note	V. caratt.	V. medio	Young	Poisson	G	Gamma	Alfa	Altri
	Rapporto HRDv								1.00e-05

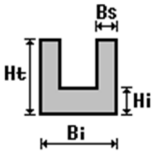
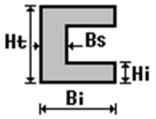
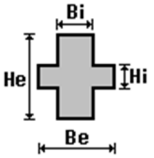
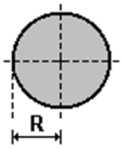
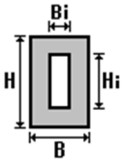
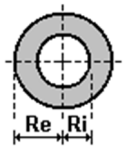
5.1.2 Modellazione delle sezioni

Il programma consente l'uso di sezioni diverse. Sono previsti i seguenti tipi di sezione:
sezione di tipo generico
profilati semplici
profilati accoppiati e speciali
Le sezioni utilizzate nella modellazione sono individuate da una sigla identificativa ed un codice numerico (gli elementi strutturali richiamano quest'ultimo nella propria descrizione). Per ogni sezione vengono riportati in tabella i seguenti dati:

Area	area della sezione
A V2	area della sezione/fattore di taglio (per il taglio in direzione 2)
A V3	area della sezione/fattore di taglio (per il taglio in direzione 3)
Jt	fattore torsionale di rigidezza
J2-2	momento d'inerzia della sezione riferito all'asse 2
J3-3	momento d'inerzia della sezione riferito all'asse 3
W2-2	modulo di resistenza della sezione riferito all'asse 2
W3-3	modulo di resistenza della sezione riferito all'asse 3
Wp2-2	modulo di resistenza plastico della sezione riferito all'asse 2
Wp3-3	modulo di resistenza plastico della sezione riferito all'asse 3

I dati sopra riportati vengono utilizzati per la determinazione dei carichi inerziali e per la definizione delle rigidezze degli elementi strutturali; qualora il valore di Area V2 (e/o Area V3) sia nullo la deformabilità per taglio V2 (e/o V3) è trascurata. La valutazione delle caratteristiche inerziali delle sezioni è condotta nel riferimento 2-3 dell'elemento.

 rettangolare	 a T	 a T rovescia	 a T di colmo	 a L	 a L specchiata
 a L specchiata rovescia	 a L rovescia	 a L di colmo	 a doppio T	 a quattro specchiata	 a quattro

					
a U	a C	a croce	circolare	rettangolare cava	circolare cava

Per quanto concerne i profilati semplici ed accoppiati l'asse 2 del riferimento coincide con l'asse x riportato nei più diffusi profilatari.

Per quanto concerne le sezioni di tipo generico (tipo 1.):
i valori dimensionali con prefisso B sono riferiti all'asse 2
i valori dimensionali con prefisso H sono riferiti all'asse 3

Id	Tipo	Area	A V2	A V3	Jt	J 2-2	J 3-3	W 2-2	W 3-3	Wp 2-2	Wp 3-3
		cm2	cm2	cm2	cm4	cm4	cm4	cm3	cm3	cm3	cm3
1	Pilastri-Rettangolare: b=30 h=30	900.00	750.00	750.00	1.139e+05	6.750e+04	6.750e+04	4500.00	4500.00	6750.00	6750.00
2	Travi-Rettangolare: b=30 h=50	1500.00	1250.00	1250.00	2.799e+05	1.125e+05	3.125e+05	7500.00	1.250e+04	1.125e+04	1.875e+04
3	Travi spessore-Rettangolare: b=60 h=28	1680.00	1400.00	1400.00	3.100e+05	5.040e+05	1.098e+05	1.680e+04	7840.00	2.520e+04	1.176e+04
4	Cordolo-Rettangolare: b=30 h=28	840.00	700.00	700.00	9.876e+04	6.300e+04	5.488e+04	4200.00	3920.00	6300.00	5880.00
5	Trave Fondazione bordo-T rovescia: bi=90 ht=80 bs=30 hi=25	3900.00	0.0	0.0	9.366e+05	1.642e+06	2.056e+06	3.650e+04	4.065e+04	6.300e+04	7.250e+04

5.1.3 Modellazione geometrica: nodi

Il programma utilizza per la modellazione nodi strutturali.

Ogni nodo è individuato dalle coordinate cartesiane nel sistema di riferimento globale (X Y Z).

Ad ogni nodo è eventualmente associato un codice di vincolamento rigido, un codice di fondazione speciale, ed un set di sei molle (tre per le traslazioni, tre per le rotazioni). Le tabelle sottoriportate riflettono le succitate possibilità. In particolare per ogni nodo viene indicato in tabella:

Nodo	numero del nodo.
X	valore della coordinata X
Y	valore della coordinata Y
Z	valore della coordinata Z

Per i nodi ai quali sia associato un codice di vincolamento rigido, un codice di fondazione speciale o un set di molle viene indicato in tabella:

Nodo	numero del nodo.
X	valore della coordinata X
Y	valore della coordinata Y
Z	valore della coordinata Z
Note	eventuale codice di vincolo (es. v=110010 sei valori relativi ai sei gradi di libertà previsti per il nodo TxTyTzRxRyRz, il valore 1 indica che lo spostamento o rotazione relativo è impedito, il valore 0 indica che lo spostamento o rotazione relativo è libero).
Note	(FS = 1, 2,…) eventuale codice del tipo di fondazione speciale (1, 2,… fanno riferimento alle tipologie: plinto, palo, plinto su pali,…) che è collegato al nodo. (ISO = "id SIGLA") indice e sigla identificativa dell' eventuale isolatore sismico assegnato al nodo
Rig. TX	valore della rigidezza dei vincoli elastici eventualmente applicati al nodo, nello specifico TX (idem per TY, TZ, RX, RY, RZ).

Per strutture sismicamente isolate viene inoltre inserita la tabella delle caratteristiche per gli isolatori utilizzati; le caratteristiche sono indicate in conformità al cap. 7.10 del D.M. 17/01/18.

TABELLA DATI NODI

Nodo	X	Y	Z	Nodo	X	Y	Z	Nodo	X	Y	Z	
	cm	cm	cm		cm	cm	cm		cm	cm	cm	cm
1	290.0	427.0	0.0	2	290.0	730.0	0.0	3	290.0	0.0	0.0	
4	290.0	427.0	315.0	5	290.0	730.0	315.0	6	290.0	0.0	315.0	
7	2370.0	730.0	0.0	8	2370.0	730.0	315.0	9	2370.0	427.0	0.0	
10	2370.0	427.0	315.0	11	2370.0	0.0	0.0	12	2370.0	0.0	315.0	
13	2080.0	730.0	0.0	14	2080.0	730.0	315.0	15	2080.0	427.0	0.0	
16	2080.0	427.0	315.0	17	2080.0	0.0	0.0	18	2080.0	0.0	315.0	
19	1580.0	730.0	0.0	20	1580.0	730.0	315.0	21	1580.0	427.0	0.0	
22	1580.0	427.0	315.0	23	1580.0	0.0	0.0	24	1580.0	0.0	315.0	
25	1580.0	-303.0	0.0	26	1580.0	-303.0	315.0	27	1290.0	427.0	0.0	
28	1290.0	427.0	315.0	29	1290.0	0.0	0.0	30	1290.0	0.0	315.0	
31	1290.0	-303.0	0.0	32	1290.0	-303.0	315.0	33	790.0	-303.0	0.0	
34	790.0	-303.0	315.0	35	790.0	0.0	0.0	36	790.0	0.0	315.0	
37	790.0	427.0	0.0	38	790.0	427.0	315.0	39	790.0	730.0	0.0	
40	790.0	730.0	315.0	41	0.0	730.0	0.0	42	0.0	730.0	315.0	
43	0.0	427.0	0.0	44	0.0	427.0	315.0	45	0.0	0.0	0.0	
46	0.0	0.0	315.0									

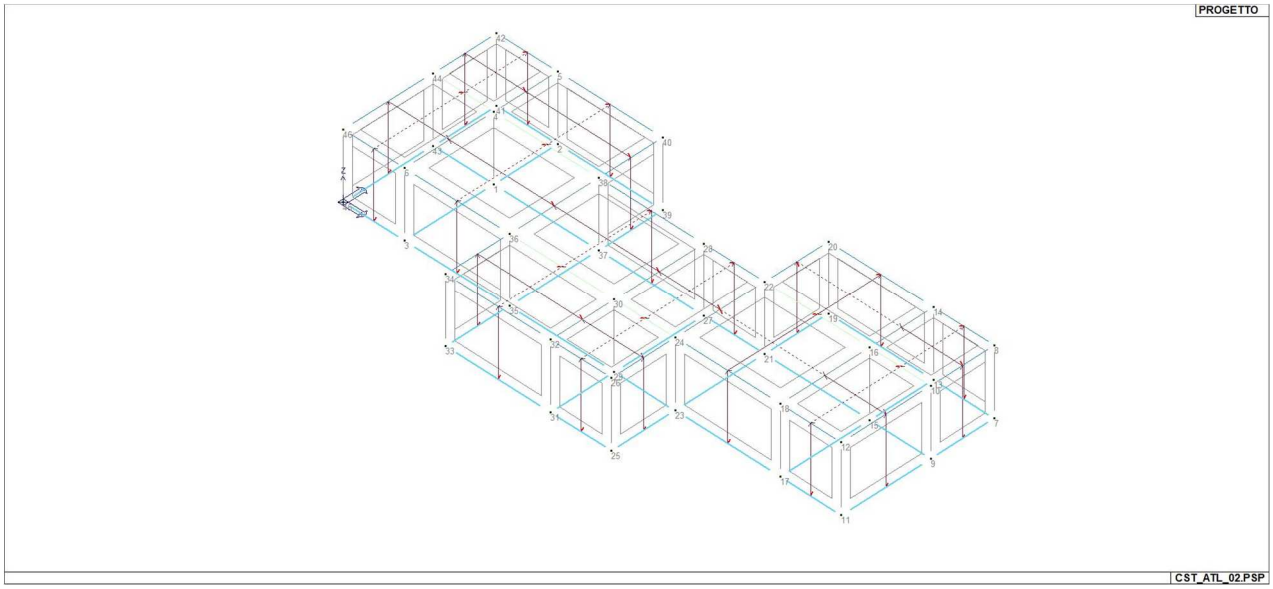


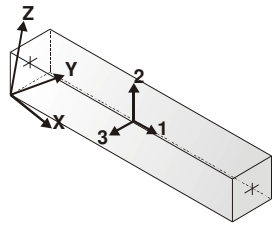
Figura 30: Modello FEM – numerazione nodi

5.1.4 Modellazione geometrica: travi e pilastri

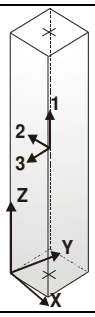
Il programma utilizza per la modellazione elementi a due nodi denominati in generale travi.

Ogni elemento trave è individuato dal nodo iniziale e dal nodo finale.

Ogni elemento è caratterizzato da un insieme di proprietà riportate in tabella che ne completano la modellazione.



orientamento elementi 2D non verticali



orientamento elementi 2D verticali

In particolare per ogni elemento viene indicato in tabella:

Elem.	numero dell'elemento
Note	codice di comportamento: trave, trave di fondazione, pilastro, asta, asta tesa, asta compressa,
Nodo I (J)	numero del nodo iniziale (finale)
Mat.	codice del materiale assegnato all'elemento
Sez.	codice della sezione assegnata all'elemento
Rotaz.	valore della rotazione dell'elemento, attorno al proprio asse, nel caso in cui l'orientamento di default non sia adottabile; l'orientamento di default prevede per gli elementi non verticali l'asse 2 contenuto nel piano verticale e l'asse 3 orizzontale, per gli elementi verticali l'asse 2 diretto secondo X negativo e l'asse 3 diretto secondo Y negativo
Svincolo I (J)	codici di svincolo per le azioni interne; i primi sei codici si riferiscono al nodo iniziale, i restanti sei al nodo finale (il valore 1 indica che la relativa azione interna non è attiva)
Wink V	costante di sottofondo (coefficiente di Winkler) per la modellazione della trave su suolo elastico
Wink O	costante di sottofondo (coefficiente di Winkler) per la modellazione del suolo elastico orizzontale

Elem.Note	Nodo I	Nodo J	Mat.	Sez.	Crit.	Rotaz.	Svincolo I	Svincolo J	Wink V	Wink O	
							gradi			daN/cm3	daN/cm3
1	Pilas.	45	46	5	1	1					
2	Pilas.	43	44	5	1	1					
3	Pilas.	41	42	5	1	1					
4	Pilas.	2	5	5	1	1					
5	Pilas.	1	4	5	1	1					
6	Pilas.	3	6	5	1	1					
7	Pilas.	35	36	5	1	1					
8	Pilas.	37	38	5	1	1					
9	Pilas.	39	40	5	1	1					
10	Pilas.	33	34	5	1	1					
11	Pilas.	31	32	5	1	1					
12	Pilas.	25	26	5	1	1					
13	Pilas.	29	30	5	1	1					
14	Pilas.	27	28	5	1	1					
15	Pilas.	23	24	5	1	1					
16	Pilas.	21	22	5	1	1					
17	Pilas.	19	20	5	1	1					
18	Pilas.	13	14	5	1	1					
19	Pilas.	7	8	5	1	1					
20	Pilas.	9	10	5	1	1					
21	Pilas.	15	16	5	1	1					
22	Pilas.	17	18	5	1	1					
23	Pilas.	11	12	5	1	1					
24	Trave	46	6	5	2	1					
25	Trave	46	44	5	2	1					
26	Trave	44	42	5	2	1					
27	Trave	42	5	5	2	1					
28	Trave	5	40	5	2	1					
29	Trave	38	40	5	2	1					
30	Trave	38	28	5	2	1					
31	Trave	28	22	5	2	1					
32	Trave	22	20	5	2	1					
33	Trave	20	14	5	2	1					
34	Trave	14	8	5	2	1					
35	Trave	12	10	5	2	1					
36	Trave	10	8	5	2	1					
37	Trave	24	18	5	2	1					
38	Trave	18	12	5	2	1					
39	Trave	26	24	5	2	1					
40	Trave	34	36	5	2	1					
41	Trave	6	36	5	2	1					
42	Trave	34	32	5	2	1					
43	Trave	32	26	5	2	1					
44	Trave	36	38	5	3	1					
45	Trave	6	4	5	3	1					
46	Trave	4	5	5	3	1					
47	Trave	32	30	5	3	1					
48	Trave	30	28	5	3	1					
49	Trave	24	22	5	3	1					
50	Trave	18	16	5	3	1					
51	Trave	16	14	5	3	1					
52	Trave	44	4	5	4	1					
53	Trave	4	38	5	4	1					
54	Trave	22	16	5	4	1					
55	Trave	16	10	5	4	1					
56	Trave	36	30	5	4	1					
57	Trave	30	24	5	4	1					
58	Trave f.	45	3	1	5	2				1.00	1.00
59	Trave f.	3	35	1	5	2				1.00	1.00
60	Trave f.	33	35	1	5	2				1.00	1.00
61	Trave f.	33	31	1	5	2				1.00	1.00
62	Trave f.	31	25	1	5	2				1.00	1.00
63	Trave f.	25	23	1	5	2				1.00	1.00
64	Trave f.	23	17	1	5	2				1.00	1.00
65	Trave f.	17	11	1	5	2				1.00	1.00
66	Trave f.	11	9	1	5	2				1.00	1.00
67	Trave f.	9	7	1	5	2				1.00	1.00
68	Trave f.	45	43	1	5	2				1.00	1.00
69	Trave f.	43	41	1	5	2				1.00	1.00
70	Trave f.	41	2	1	5	2				1.00	1.00
71	Trave f.	2	39	1	5	2				1.00	1.00
72	Trave f.	3	1	1	5	2				1.00	1.00
73	Trave f.	1	2	1	5	2				1.00	1.00
74	Trave f.	35	37	1	5	2				1.00	1.00
75	Trave f.	37	39	1	5	2				1.00	1.00

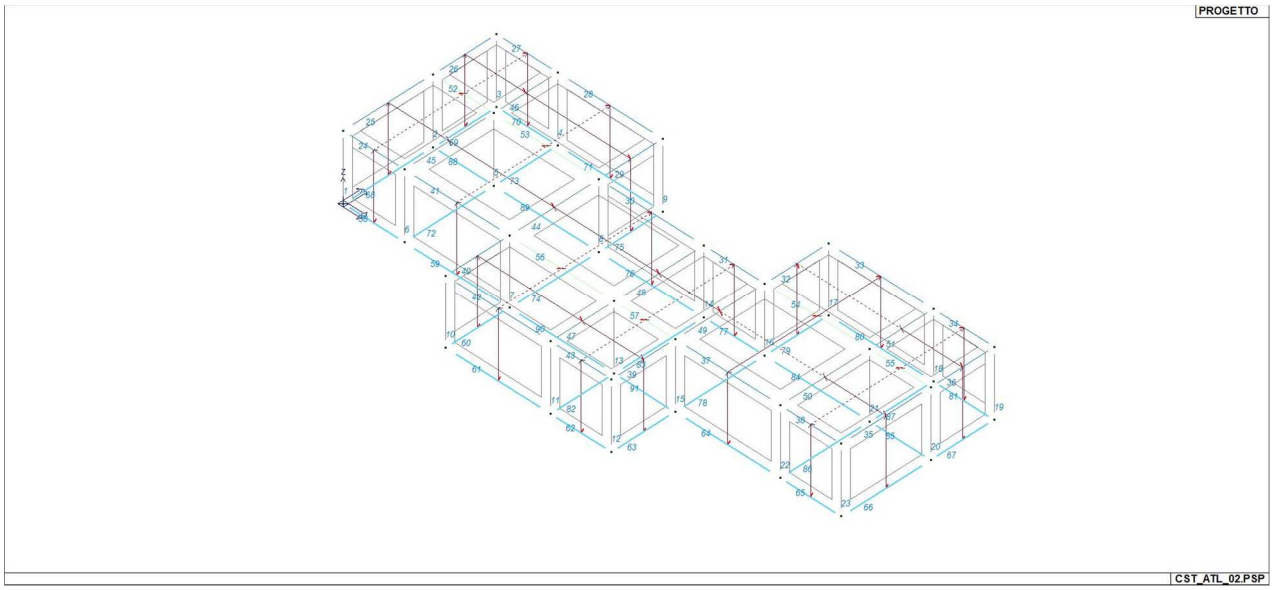


Figura 31: Modello Fem – numerazione travi e pilastri

5.1.5 Modellazione elementi solaio e pannello

ID Arch.	Tipo	G1k	G2k	Qk	Fatt. A	s sis.	Psi 0	Psi 1	Psi 2	Psi S 2	Fatt. Fi
		kg/ m2	kg/ m2	kg/ m2							
1	Neve	350.00	300.00	120.00		1.00	0.50	0.20	0.0	0.0	1.00

Elem.	Tipo	ID Arch.	Mat.	Spessore	Orditura	G1k	G2k	Qk	Nodo 1/6..	Nodo 2/7..	Nodo 3/8..	Nodo..	Nodo..
						kg/ m2	kg/ m2	kg/ m2					
1	SB	1	m=4	1.0	0.0	350.00	300.00	120.00	6	4	44	46	
2	SB	1	m=4	1.0	0.0	350.00	300.00	120.00	4	5	42	44	
3	SB	1	m=4	1.0	0.0	350.00	300.00	120.00	36	38	4	6	
4	SB	1	m=4	1.0	0.0	350.00	300.00	120.00	38	40	5	4	
5	SB	1	m=4	1.0	0.0	350.00	300.00	120.00	32	30	36	34	
6	SB	1	m=4	1.0	0.0	350.00	300.00	120.00	30	28	38	36	
7	SB	1	m=4	1.0	0.0	350.00	300.00	120.00	26	24	30	32	
8	SB	1	m=4	1.0	0.0	350.00	300.00	120.00	24	22	28	30	
9	SB	1	m=4	1.0	90.0	350.00	300.00	120.00	18	16	22	24	
10	SB	1	m=4	1.0	90.0	350.00	300.00	120.00	16	14	20	22	
11	SB	1	m=4	1.0	0.0	350.00	300.00	120.00	12	10	16	18	
12	SB	1	m=4	1.0	0.0	350.00	300.00	120.00	10	8	14	16	
13	PM		m=111	22.0	90.0				6	36	35	3	
14	PM		m=111	22.0	90.0				45	46	6	3	
15	PM		m=111	22.0	90.0				43	44	46	45	
16	PM		m=111	22.0	90.0				41	42	44	43	
17	PM		m=111	22.0	90.0				35	36	34	33	
18	PM		m=111	22.0	90.0				33	34	32	31	
19	PM		m=111	22.0	90.0				31	32	26	25	
20	PM		m=111	22.0	90.0				23	24	26	25	
21	PM		m=111	22.0	90.0				23	24	18	17	
22	PM		m=111	22.0	90.0				17	18	12	11	
23	PM		m=111	22.0	90.0				11	9	10	12	
24	PM		m=111	22.0	90.0				9	7	8	10	
25	PM		m=111	22.0	90.0				20	14	13	19	
26	PM		m=111	22.0	90.0				13	14	8	7	
27	PM		m=111	22.0	90.0				19	20	22	21	
28	PM		m=111	22.0	90.0				27	28	22	21	
29	PM		m=111	22.0	90.0				37	38	28	27	
30	PM		m=111	22.0	90.0				39	40	38	37	
31	PM		m=111	22.0	90.0				2	5	40	39	
32	PM		m=111	22.0	90.0				41	42	5	2	

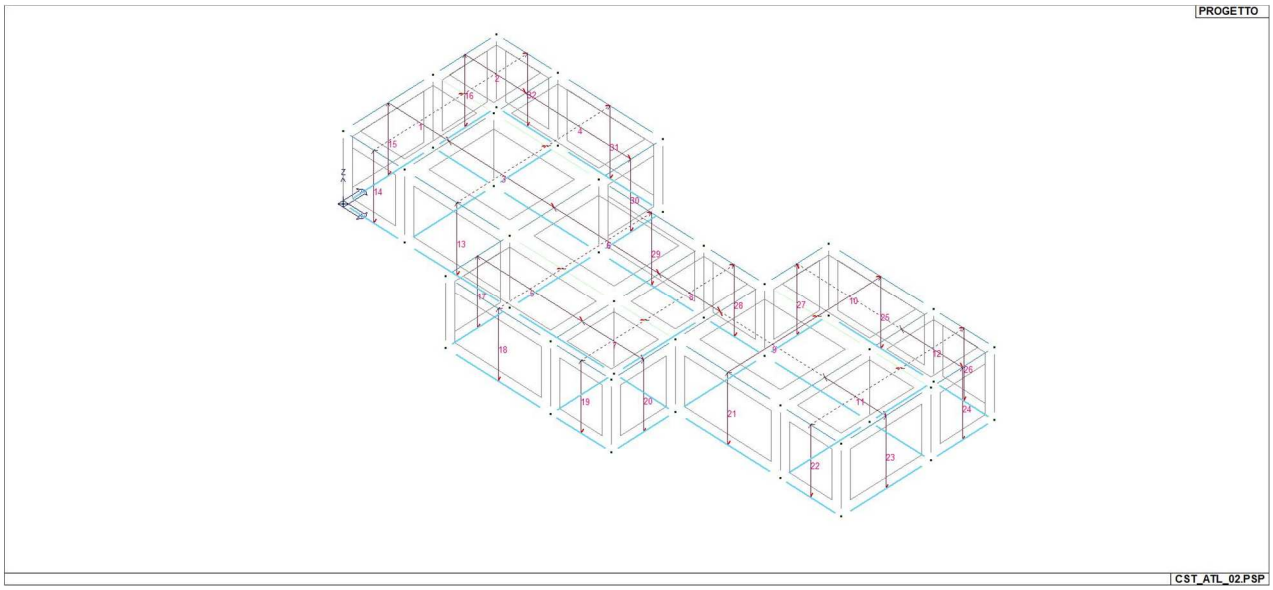


Figura 32: Modello FEM – numerazione elementi pannello

5.2 ANALISI DINAMICA MODALE

L'analisi sismica per sovrapposizione modale di tipo lineare con spettro di risposta è stata condotta considerando i primi 9 modi di vibrare che rappresentano una massa partecipante totale superiore al 95% della massa complessiva del fabbricato (>85%).

La sovrapposizione dei modi per il calcolo di sollecitazioni e spostamenti complessivi è stata effettuata adottando la formulazione a combinazione quadratica completa (CQC).

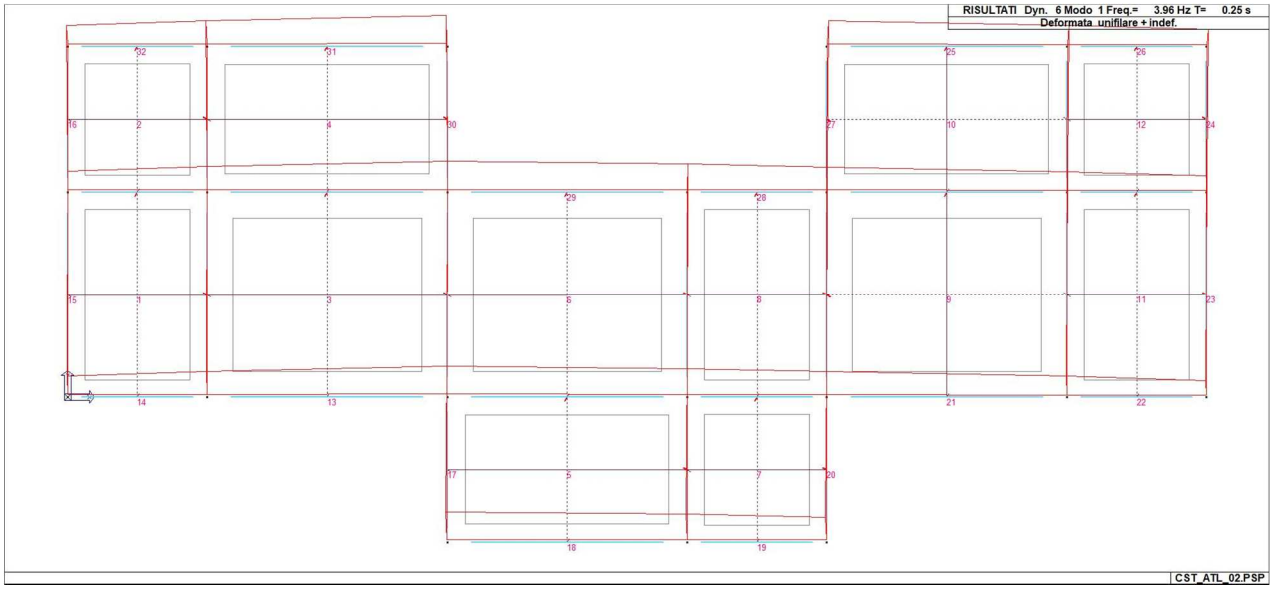


Figura 33: 1 modo di vibrare

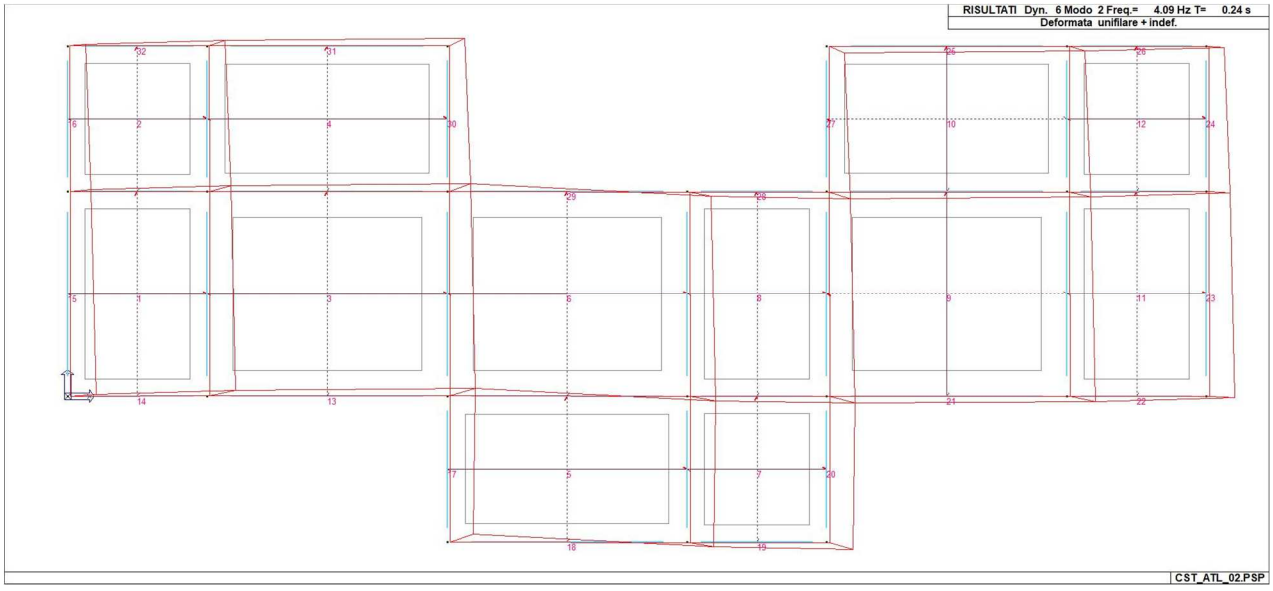


Figura 34: 2 modo di vibrare

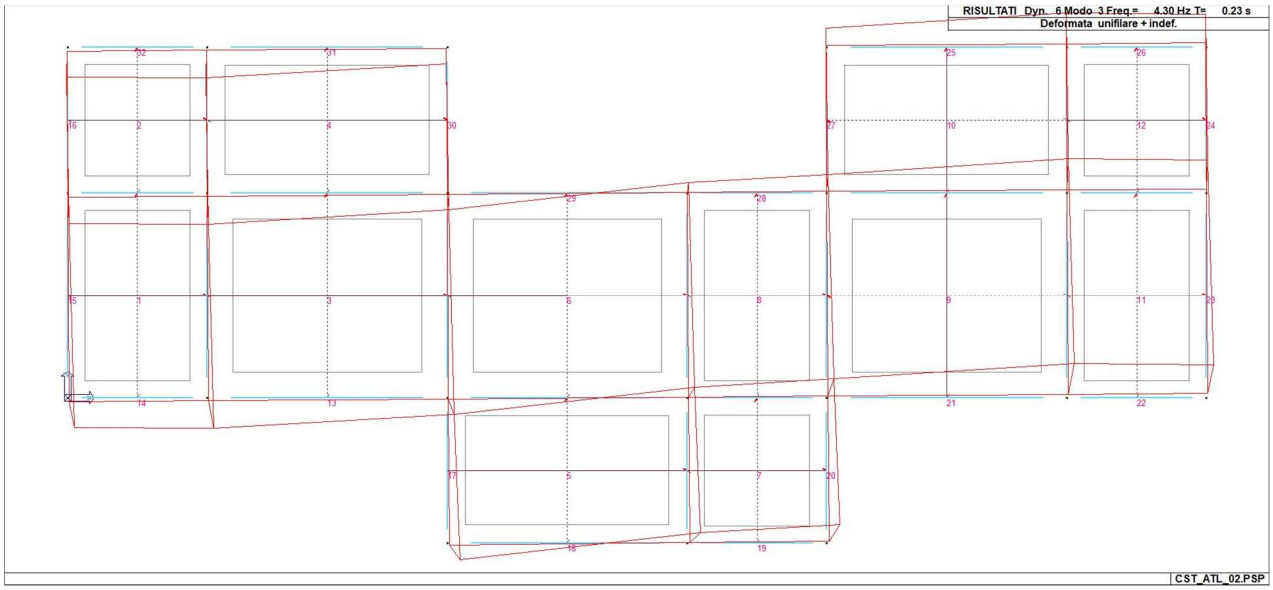


Figura 35: Terzo modo di vibrare

5.2.1 Tabelle riepilogativa risultati analisi dinamiche

Nel seguito si riportano le tabelle di riepilogo dei risultati delle analisi dinamiche modali. Al fine di rendere meno gravosa la trattazione, si riportano le tabelle riassuntive relative al caso di carico sismico per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

CDC	Modo	Freque...	Periodo	X M eff...	%	Y M eff...	%	Z M eff...	%	RZ M ...	%	Energi...	Fatt. eta
6	1	3.96	0.25	19.88	0	17570...	95	0.22	0	10481...	0	0.00	1.00
6	2	4.09	0.24	16993...	92	5.16	0	0.13	0	4139.33	0	0.00	1.00
6	3	4.30	0.23	5632.99	3	1376.14	0	0.12	0	95057...	84	0.00	1.00
6	4	4.92	0.20	216.37	0	2878.56	1	5.39	0	15634....	0	0.00	1.00
6	5	5.47	0.18	3489.30	1	234.22	0	0.03	0	23721...	2	0.00	1.00
6	6	5.91	0.17	2688.67	1	4.44	0	0.02	0	79286...	7	0.00	1.00
6	7	8.55	0.12	433.16	0	0.99	0	2.80	0	34638....	0	0.00	1.00
6	8	9.01	0.11	14.49	0	170.45	0	24.08	0	1434.70	0	0.00	1.00
6	9	9.78	0.10	26.44	0	11.90	0	9.29	0	0.00	0	0.00	1.00

Figura 36 - Tabella riassuntiva modi di vibrare e periodi – analisi dinamica lineare

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
6	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)	
			categoria suolo: C
			fattore di sito S = 1.410
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.455 g
			angolo di ingresso:0.0
			eccentricità aggiuntiva: positiva
			periodo proprio T1: 0.245 sec.
			fattore q: 1.500
			amplificazione ND (non dissipativi): 1.000
			fattore per spost. mu d: 1.983
			classe di duttilità CD: ND
			numero di modi considerati: 9
			combinaz. modale: CQC

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
m	kg	m	m	m	m	m	m			
3.15	1.841e+05	11.87	2.67	0.0	-0.52	11.99	2.81	1.362	0.013	0.016
Risulta	1.841e+05									

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%	Energia	Energia x v
	Hz	sec	g	kg		kg		kg			
1	3.963	0.252	0.455	19.88	1.08e-02	1.757e+05	95.4	0.22	1.17e-04	0.0	0.0
2	4.088	0.245	0.455	1.699e+05	92.3	5.16	2.80e-03	0.13	6.93e-05	0.0	0.0
3	4.303	0.232	0.455	5632.99	3.1	1376.14	0.7	0.12	6.57e-05	0.0	0.0
4	4.918	0.203	0.455	216.37	0.1	2878.56	1.6	5.39	2.93e-03	0.0	0.0
5	5.473	0.183	0.455	3489.30	1.9	234.22	0.1	0.03	1.89e-05	0.0	0.0
6	5.912	0.169	0.455	2688.67	1.5	4.44	2.41e-03	0.02	1.23e-05	0.0	0.0
7	8.553	0.117	0.408	433.16	0.2	0.99	5.38e-04	2.80	1.52e-03	0.0	0.0
8	9.012	0.111	0.402	14.49	7.87e-03	170.45	9.26e-02	24.08	1.31e-02	0.0	0.0
9	9.780	0.102	0.393	26.44	1.44e-02	11.90	6.46e-03	9.29	5.04e-03	0.0	0.0
Risulta				1.825e+05		1.804e+05		42.09			
In percentuale				99.09		97.96		0.02			

Figura 37 - Tabella riassuntiva combinazione di carico SLV – analisi sismica

6 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DI RESISTENZA

6.1 DIAGRAMMI INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI

Si riportano gli inviluppi delle sollecitazioni relative alle combinazioni di SLU e SLV considerate per le verifiche numeriche. Ogni immagine riporta in legenda la tipologia di sollecitazione presa in esame (N, M, V), l'unità di misura adottata ed i valori di massimo e minimo individuati.

6.1.1 Sollecitazioni agenti nelle pilastrate

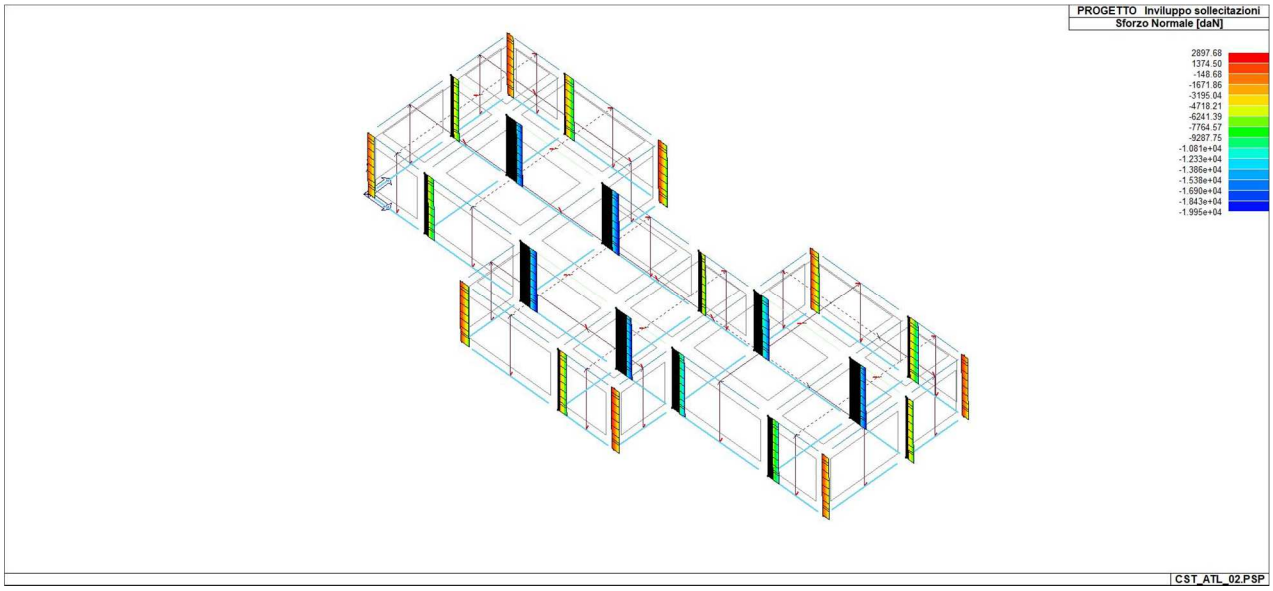


Figura 38: Inviluppo sforzo normale N pilastrate

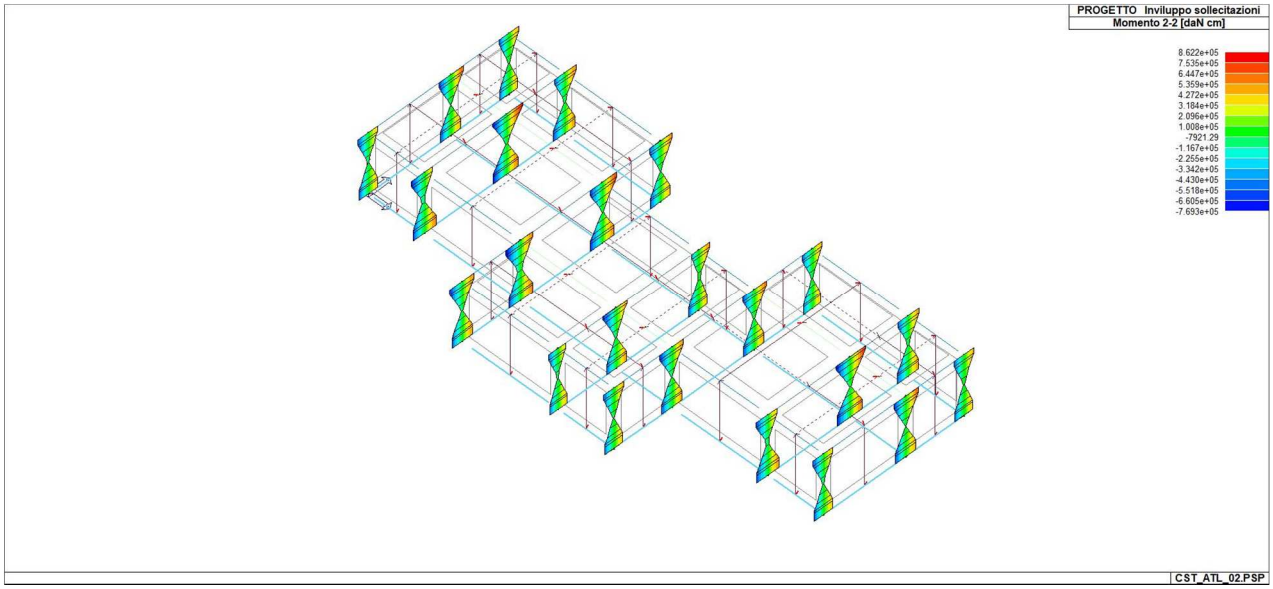


Figura 39: Inviluppo momento M22 pilastrate

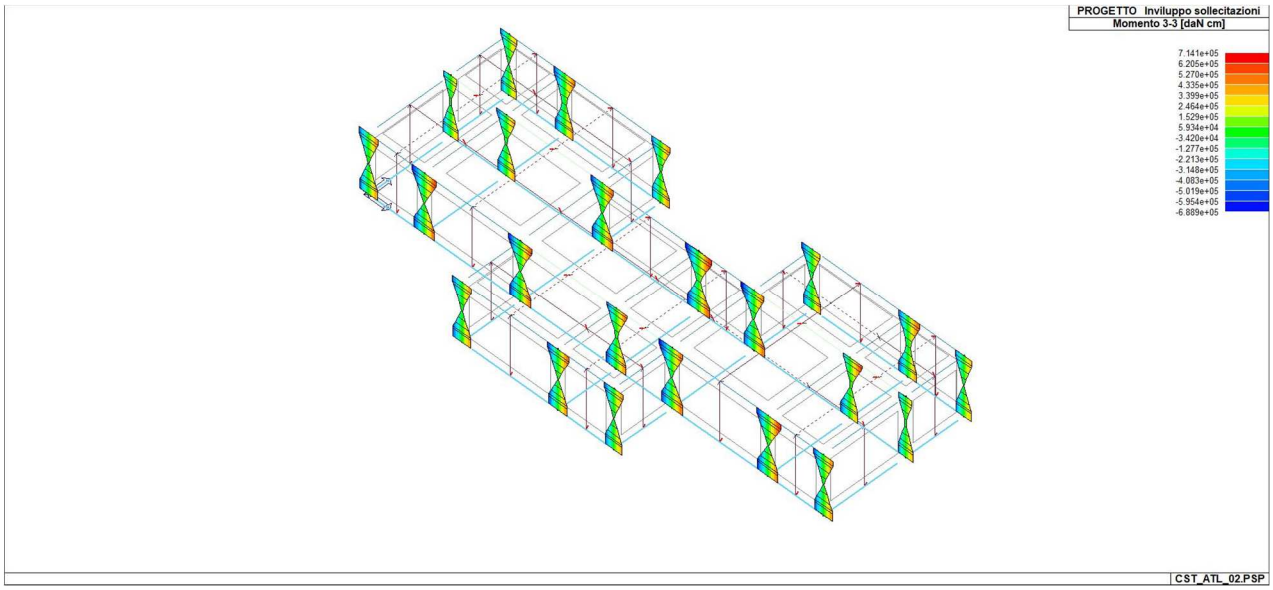


Figura 40: Inviluppo momento M33 pilastrate

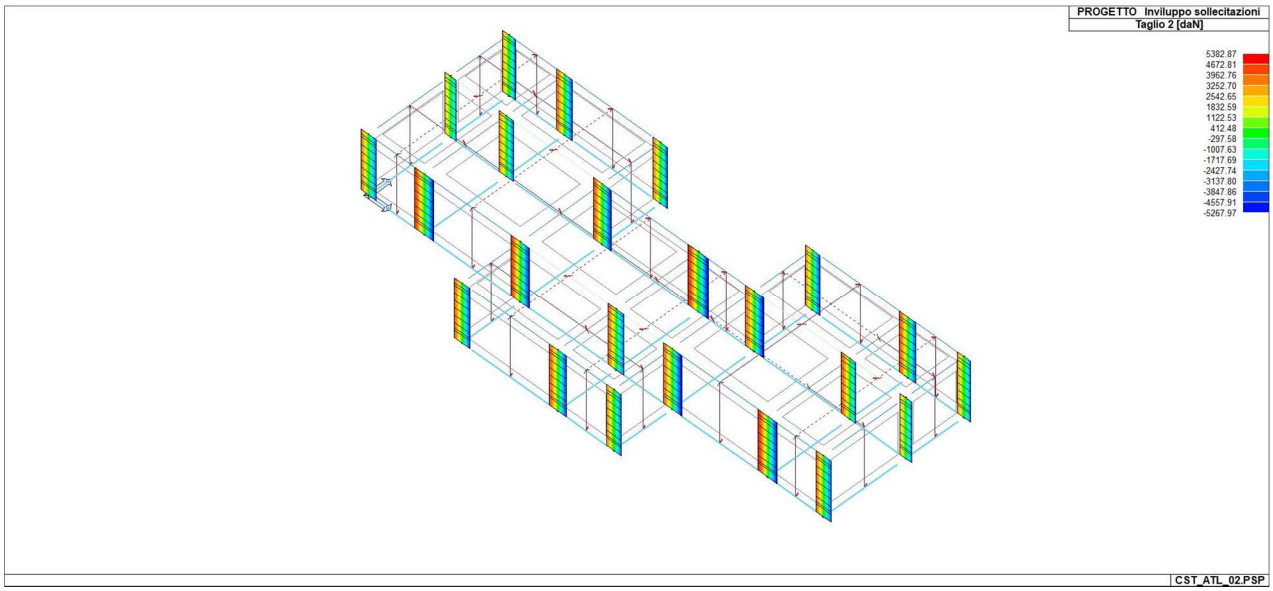


Figura 41: Inviluppo taglio V2 pilastrate

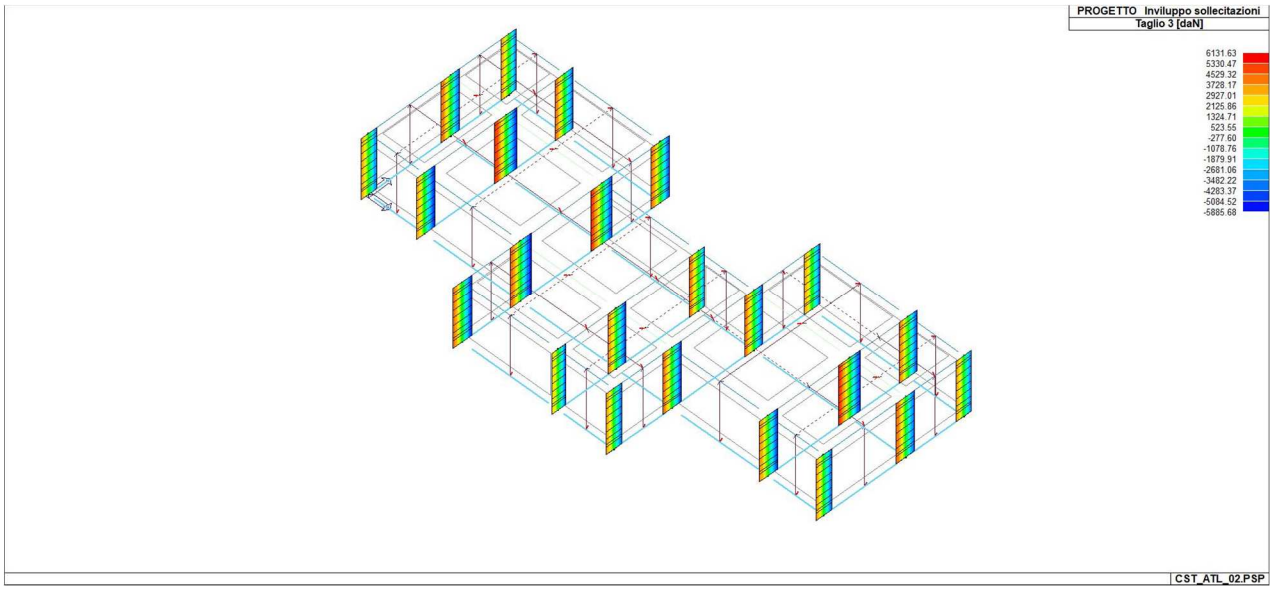


Figura 42: Inviluppo taglio V3 pilastrate

6.2 SOLLECITAZIONI AGENTI NELLE TRAVI

Si riportano gli inviluppi delle sollecitazioni relative alle combinazioni di SLU e SLV considerate per la conduzione delle verifiche numeriche. Ogni immagine riporta in legenda la tipologia di sollecitazione presa in esame (N, M, V), l'unità di misura adottata ed i valori di massimo e minimo individuati.

6.2.1 Travi di copertura

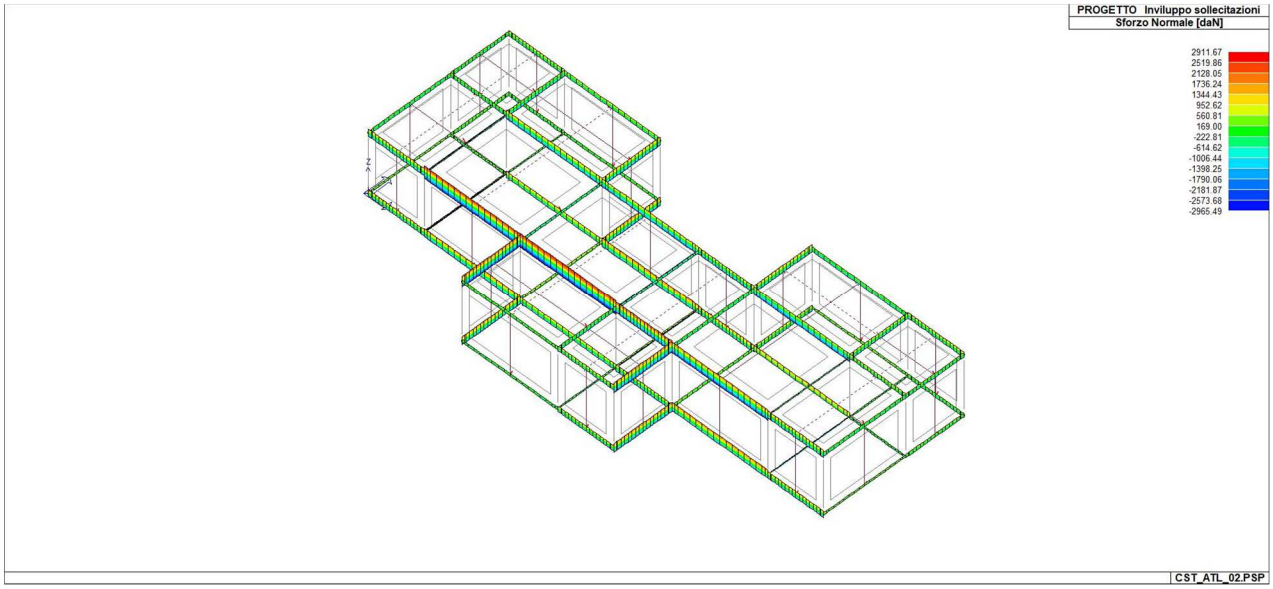


Figura 43: Inviluppo sforzo normale N travi

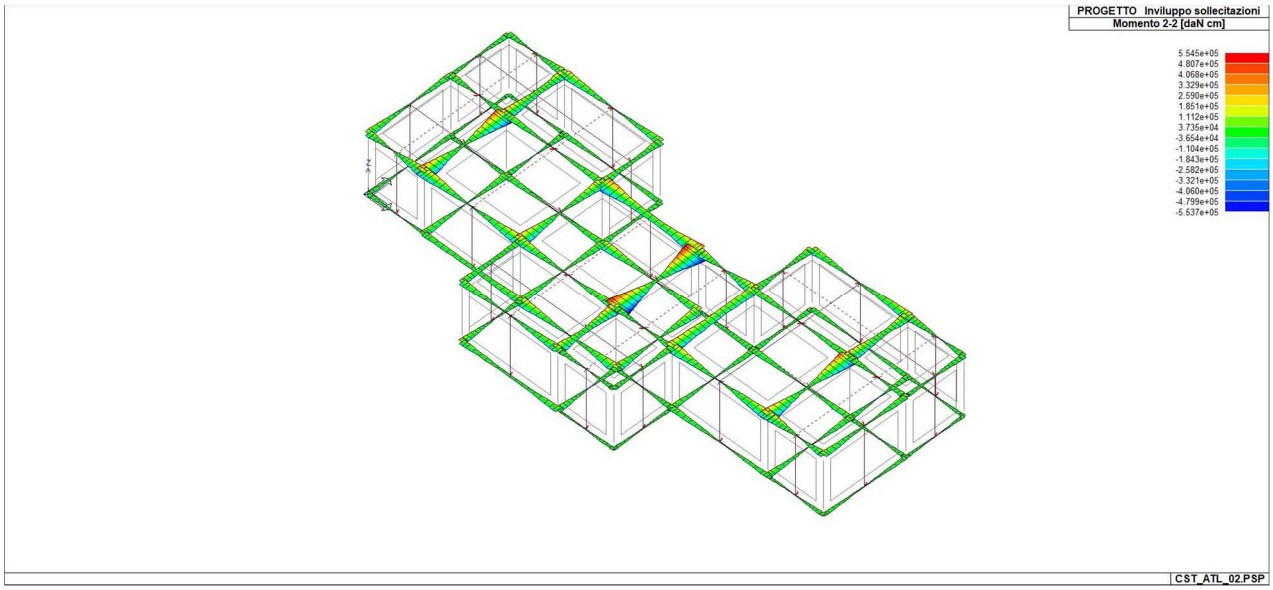


Figura 44: Inviluppo momento M22 travi

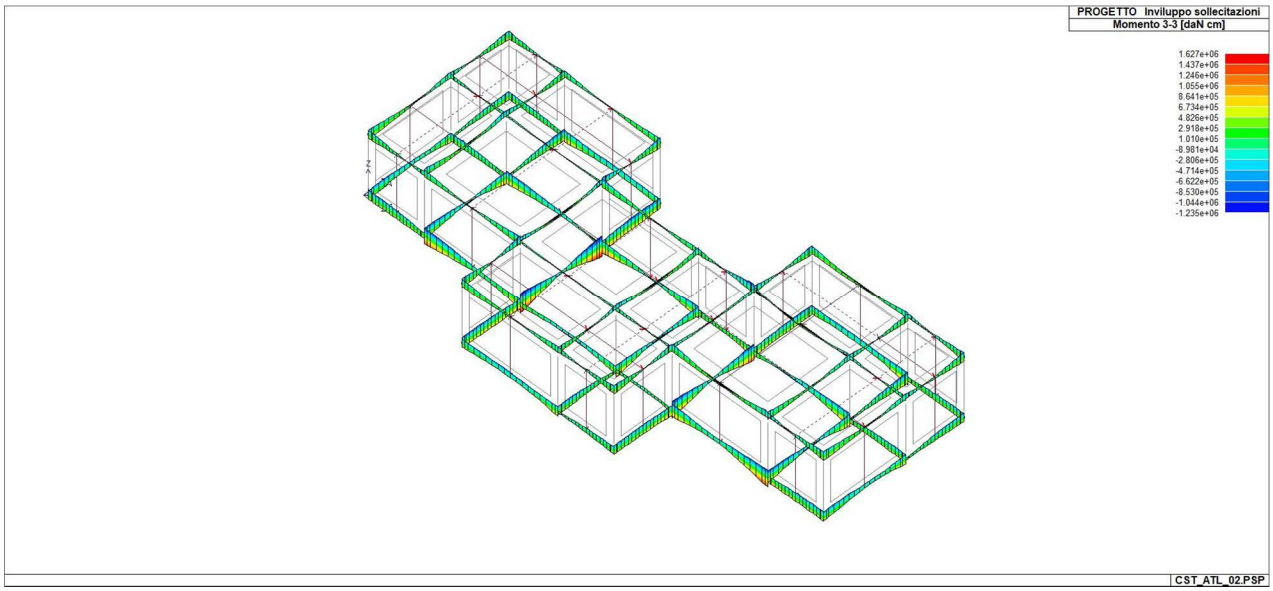


Figura 45: Inviluppo momento M33 travi

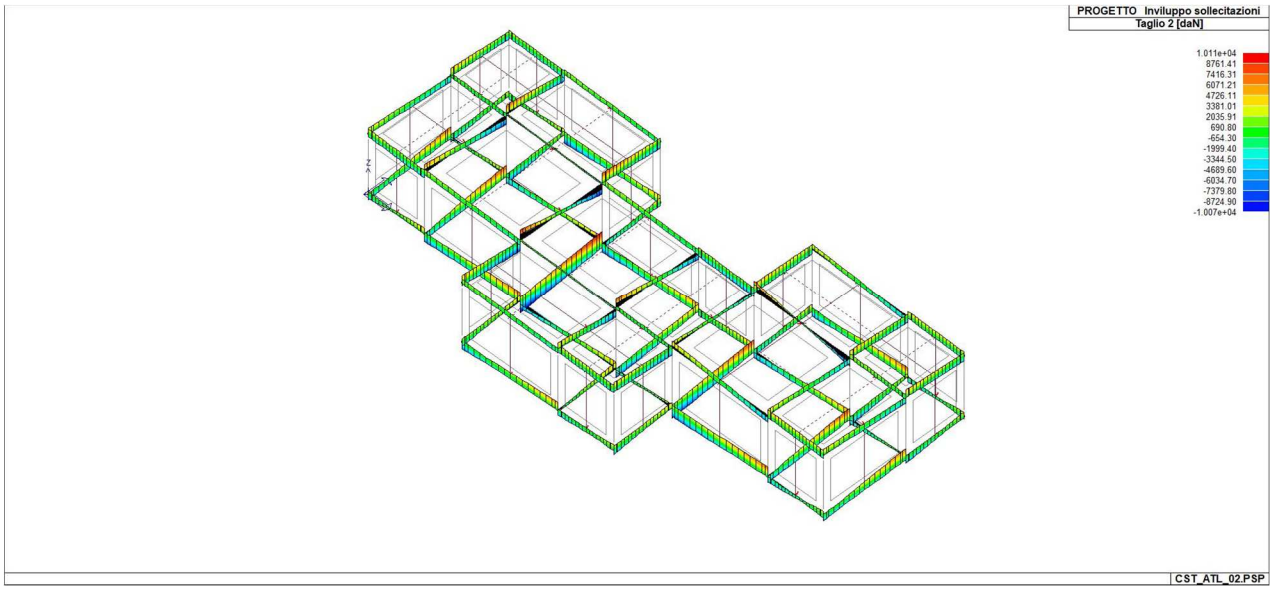


Figura 46: Inviluppo taglio V2 travi

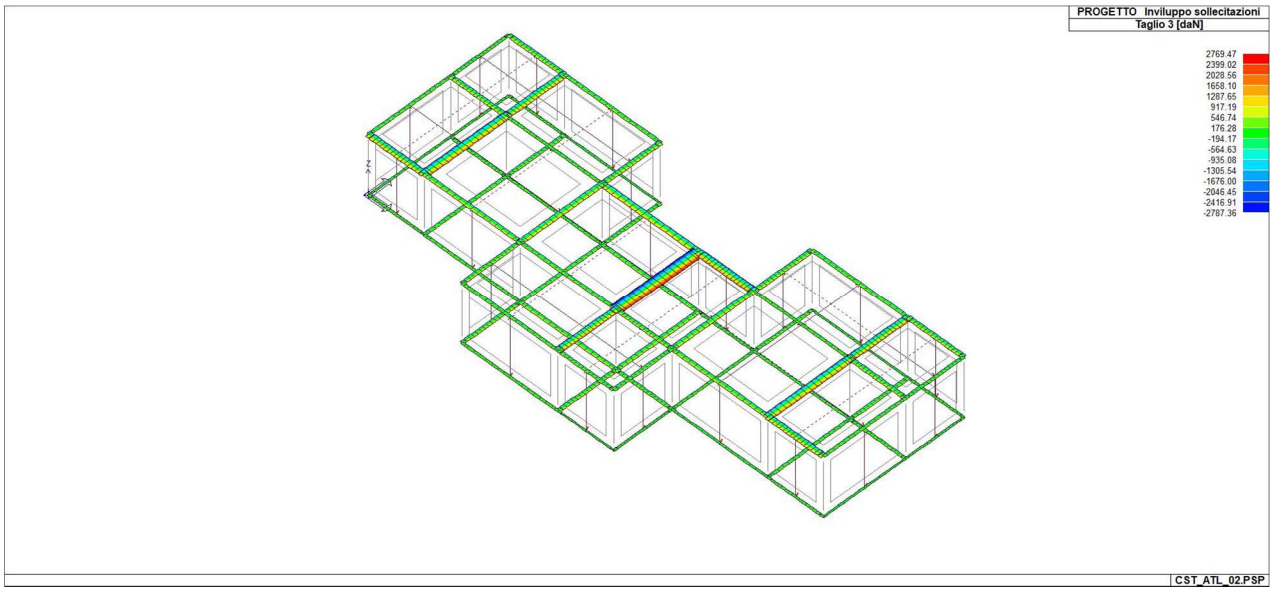


Figura 47: Inviluppo taglio V3 travi

6.3 VERIFICA DELLE PILASTRATE

6.3.1 Verifica a pressoflessione (SLU - SLV)

Nel seguito si riportano le verifiche di resistenza a pressoflessione espresse in termini di indici di sfruttamento.

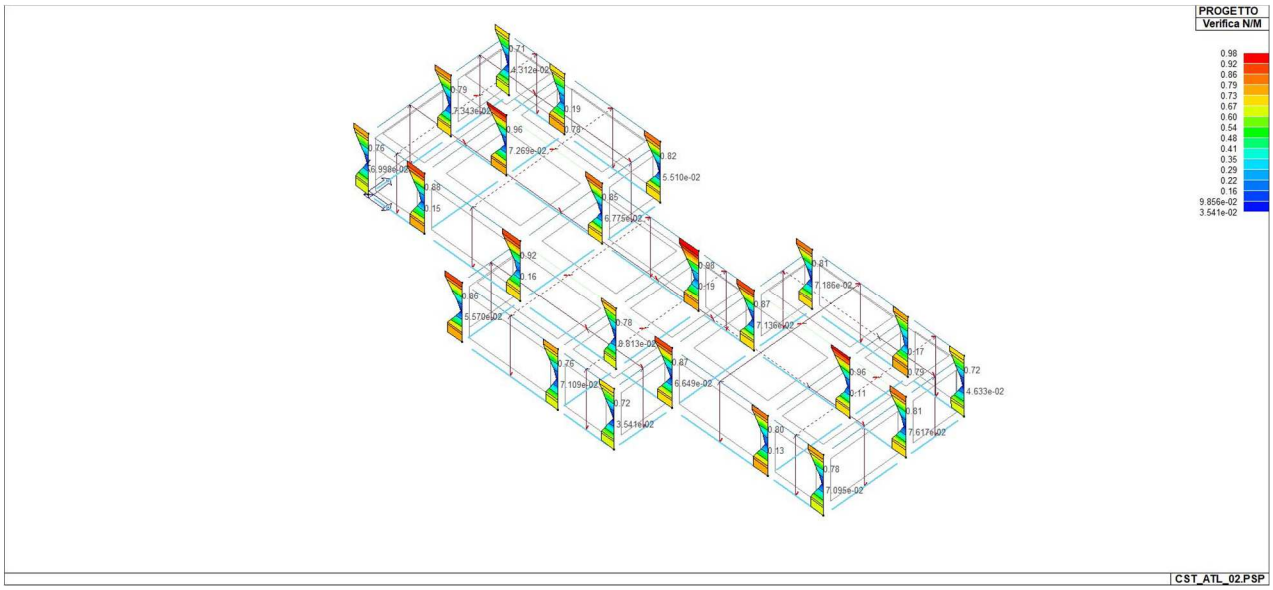


Figura 48: Verifica a pressoflessione pilastri

Si riporta la verifica in oggetto che controlla il rispetto di un adeguato stato tensionale dei principali elementi verticali nelle combinazioni sismiche.

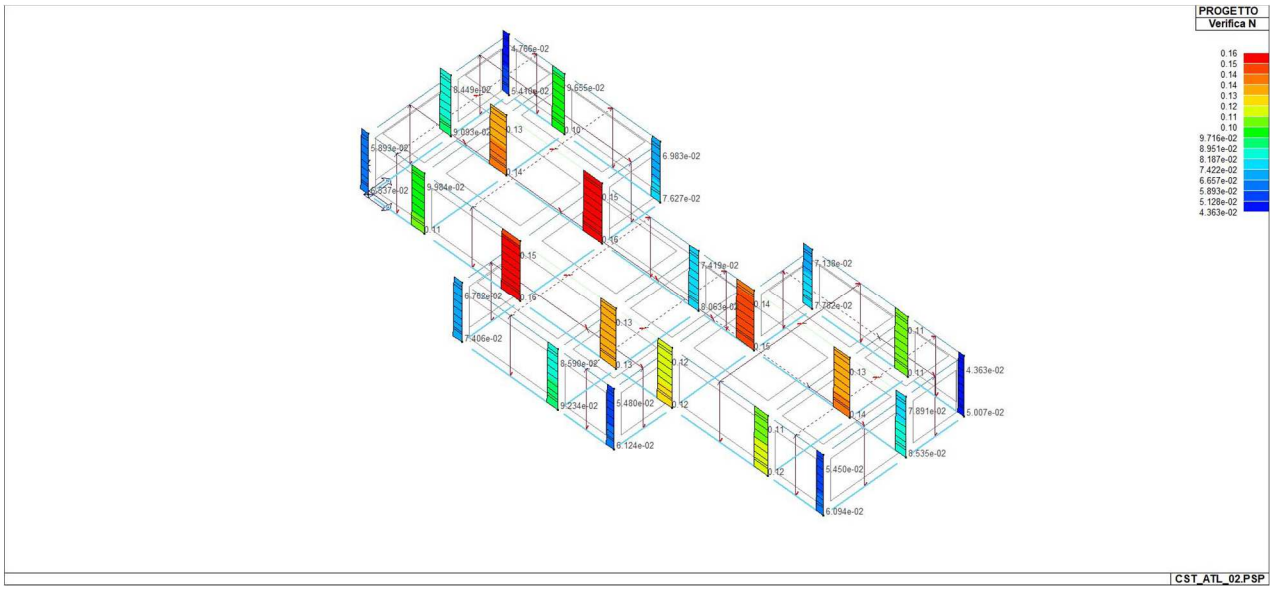


Figura 49: Pilastri – controllo dello stato tensionale

6.3.2 Verifica a taglio (SLU – SLV)

Nel seguito si riportano le verifiche di resistenza a taglio espresse in termini di indici di sfruttamento.

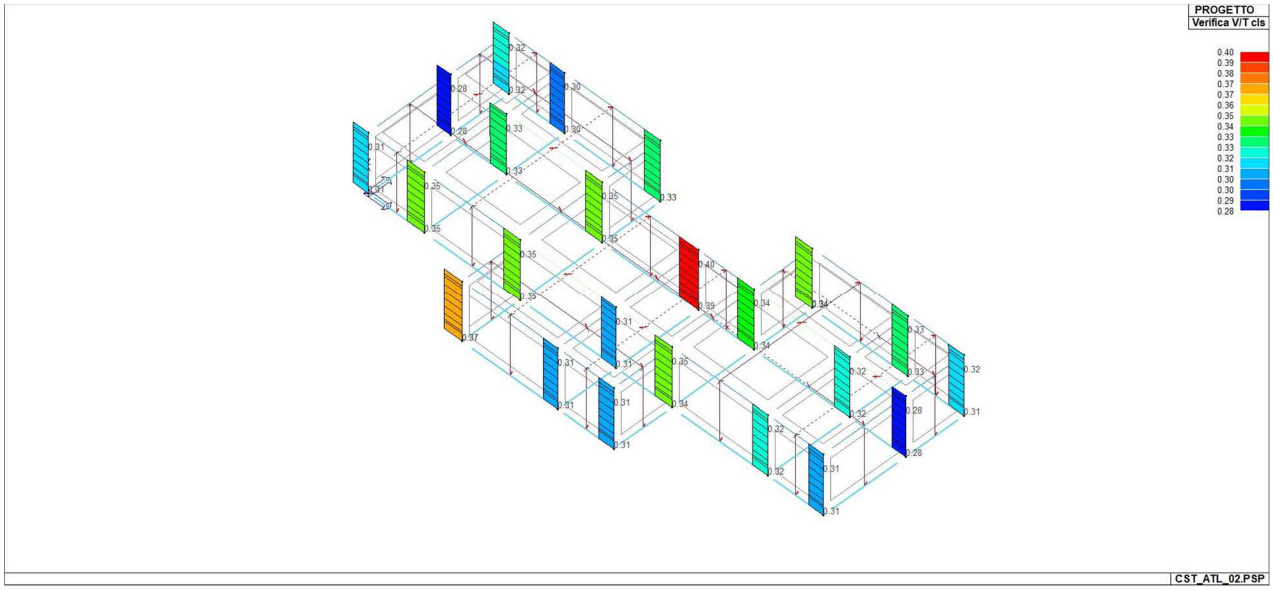


Figura 50: Pilastri – verifica a taglio lato calcestruzzo

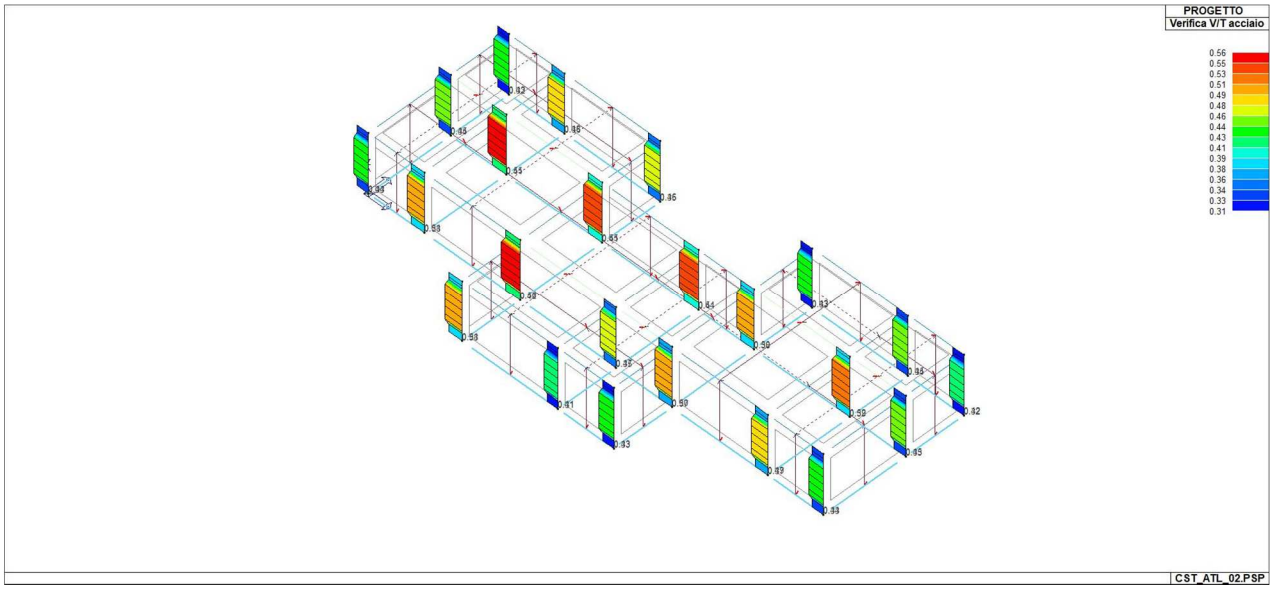


Figura 51: Pilastri – verifica a taglio lato acciaio

6.3.3 Verifiche SLE

Valutate le azioni interne nei pilastri, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si controllano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; le verifiche risultano positive quando le tensioni sono inferiori ai seguenti massimi valori:

4.1.2.2.5.1 ***Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio***

La massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$, deve rispettare la limitazione seguente:

$\sigma_{c,max} \leq 0{,}60\ f_{ck}$ per combinazione caratteristica [4.1.15]

$\sigma_{c,max} \leq 0{,}45\ f_{ck}$ per combinazione quasi permanente. [4.1.16]

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, …) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra prescritti vanno ridotti del 20%.

4.1.2.2.5.2 ***Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio***

La tensione massima, $\sigma_{s,max}$, per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$\sigma_{s,max} \leq 0{,}8\ f_{yk}$ [4.1.17]

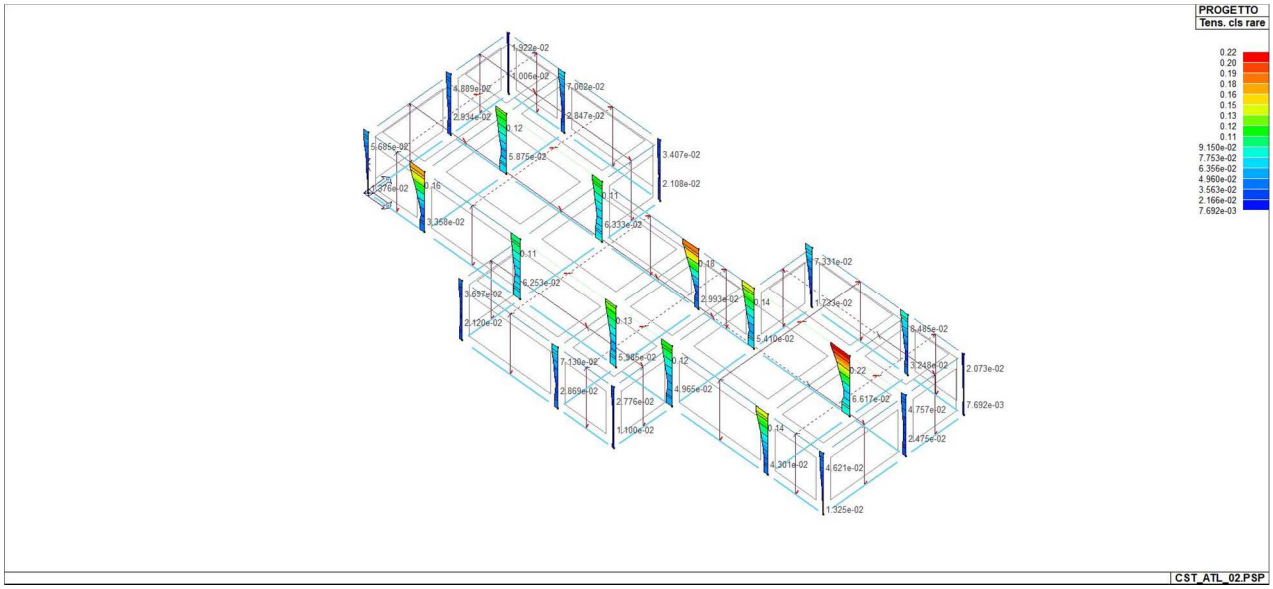


Figura 52: Verifica delle tensioni nel calcestruzzo – cmb caratteristica

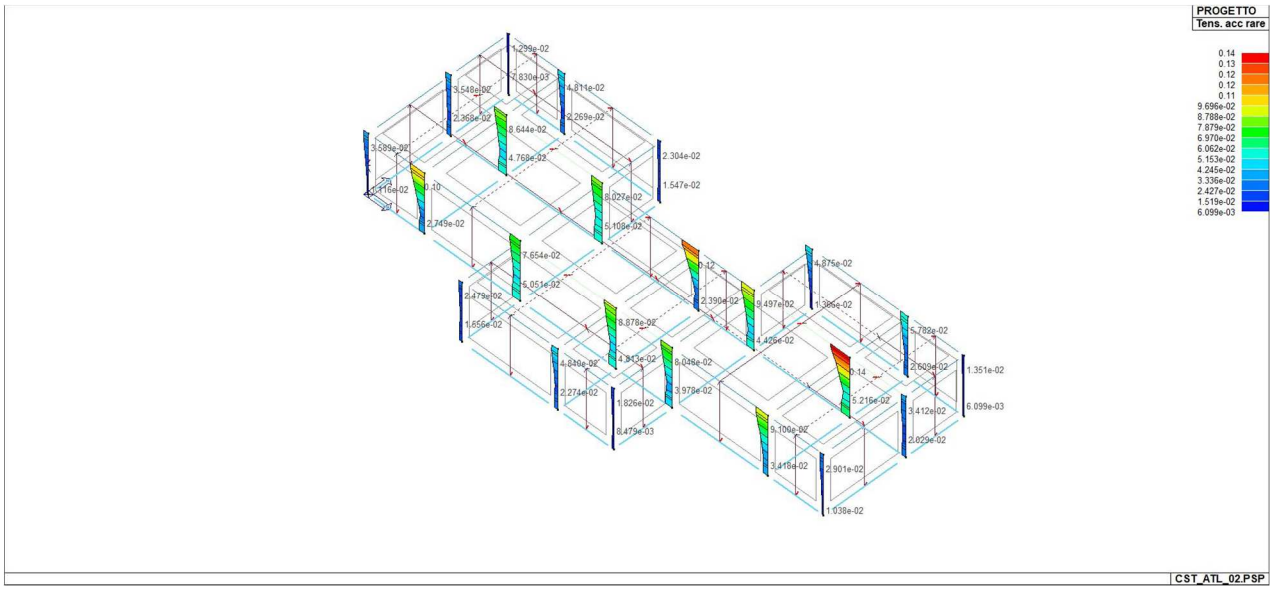


Figura 53: Verifica delle tensioni nelle armature – cmb caratteristica

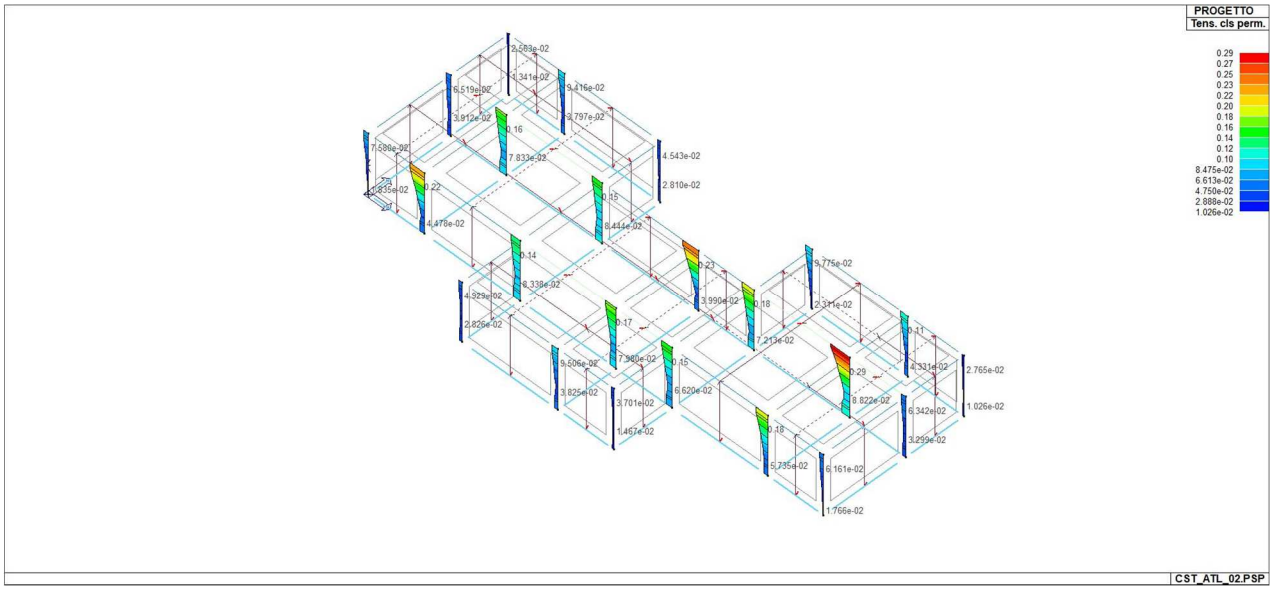
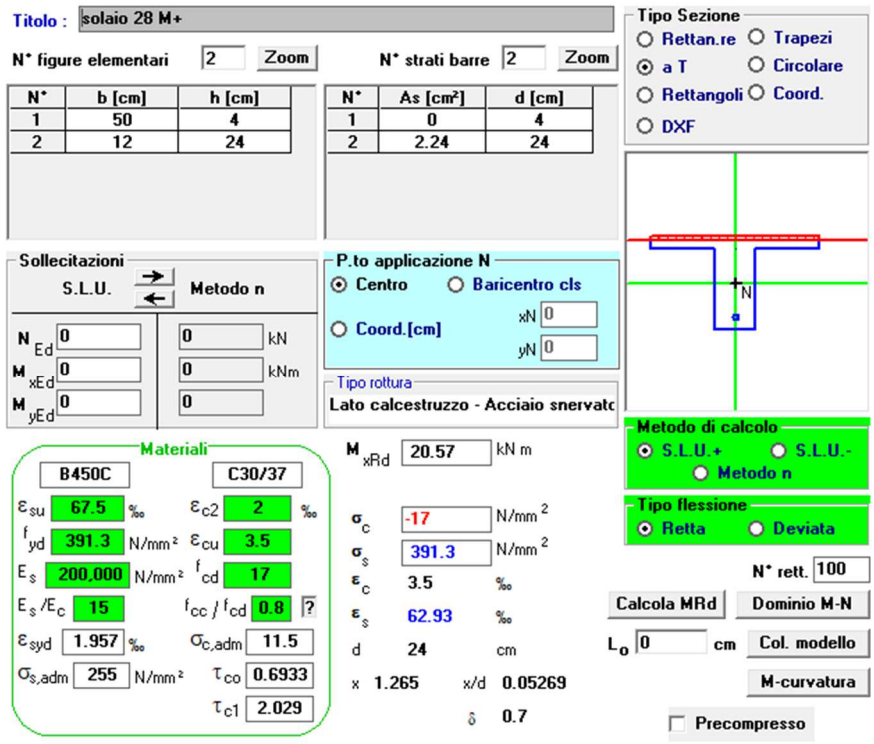


Figura 54: Verifica delle tensioni nel calcestruzzo – cmb quasi permanente

6.4 DIMENSIONAMENTO DEI SOLAI

I solai della copertura del fabbricato sono realizzati in laterocemento, con spessore pari a s=28 cm.
Si riportano, nel seguito, le verifiche condotte per gli orizzontamenti di luce maggiore, pari a 5,00 m.

6.4.1 Solaio in laterocemento - Campata di luce L=5.00 m – Verifica M+



Carichi		γ		
pp	3,50 x	1,3	4,55	kN/m2
perm	3,00 x	1,5	4,5	kN/m2
var	1,20 x	1,5	1,80	kN/m2
luce=	5	m		
coeff M =	12			

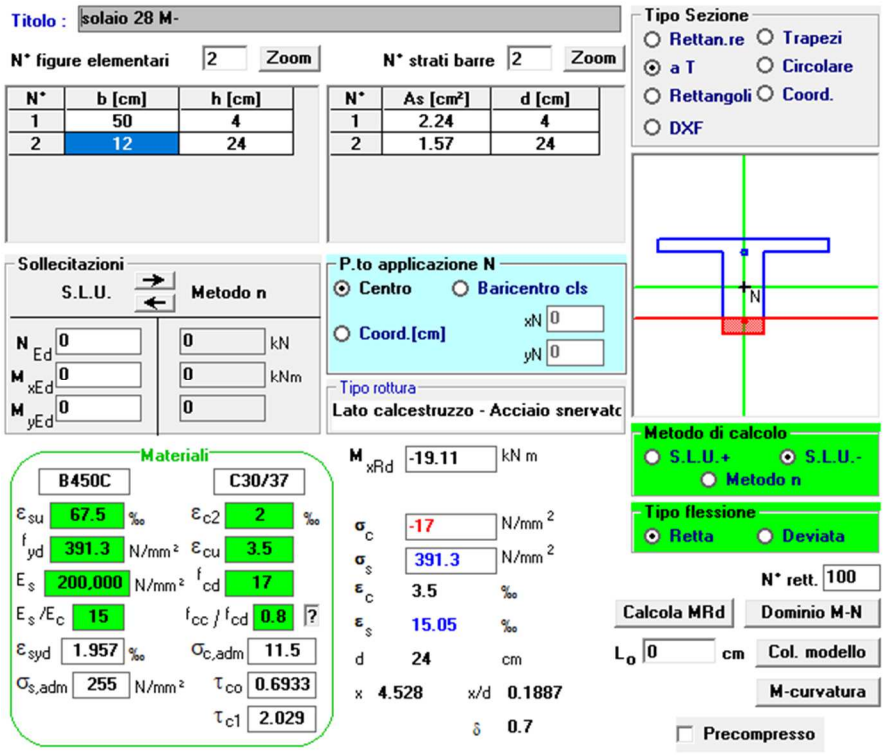
q_d = 1,3 x 3,50 + 1,5 x 3,00 + 1,5 x 1,20 = 10,85 kN/m2

M_{Ed} = qd l^2 / 12 = 10,85 x 5 ^{2} /12 = 22,60 kN/m2 kNm/m

M_{Rd} = 41,14 kNm/m

$M_{Rd} > M_{Ed}$ Verificato

6.4.2 Solaio in laterocemento - Campata di luce L=5.00 m – Verifica M-



ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO (4.1.2.3.5.1)

$V_{Rd} = \max (0.18\ k\ (100\rho_1\ f_{ck})^{\wedge 0.333} / \gamma_c + 0.15\ \sigma_{cp})\ b_w\ d;\ (v_{min} + 0.15\ \sigma_{cp})\ b_w\ d)$ **24** kN

Dati :

f_{ck}	*30,0*	*N/mm²*		f_{ctd} =	1,4 *N/mm²*
d =	*280*	mm	altezza utile della sezione	f_{cd} =	18,1 *N/mm²*
b_w =	*120*	mm	larghezza minima della sezione		
f_{yd} =	*391*	*N/mm²*		k=	1,85 <2
A_{sl} =	*383*	*mm²*	area armatura longitudinale	ρl=	1,14% <2%
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0.2\ f_{cd}$	*0*	*N/mm²*	tensione media	v_{min} =	0,438
γc =	*1,5*				

Carichi		γ		
pp	3,50 x	1,3	4,55	kN/m2
perm	3,00 x	1,5	4,5	kN/m2
var	1,20 x	1,5	1,80	kN/m2
luce=	5	m		
coeff M =	-12			

q_d = 1,3 x 3,50 + 1,5 x 3,00 + 1,5 x 1,20 = 10,85 kN/m2

M_{Ed} = qd l^2 / -12 = 10,85 x 5 ^{2} /-12 = -22,60 kN/m2 kNm/m

M_{Rd} = -38,22 kNm/m

$M_{Rd} > M_{Ed}$ Non verificato

V_{Ed} = qd l / 2 = 10,85 x 5 / 2 = 27,13 kN/m

V_{Rd} = 48,00 kN/m

$V_{Rd} > V_{Ed}$ Verificato

6.5 VERIFICA DELLE TRAVI

6.5.1 Verifica a pressoflessione (SLU - SLV)

Nel seguito si riportano le verifiche di resistenza a pressoflessione espresse in termini di indici di sfruttamento.

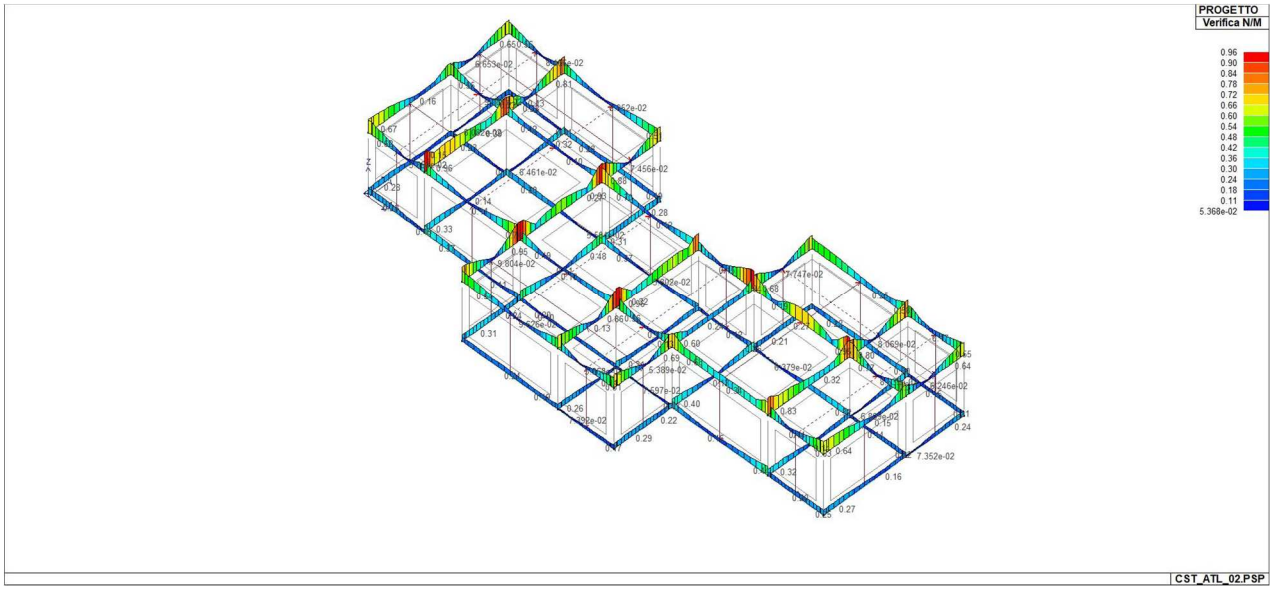


Figura 55: Verifica a pressoflessione travi

6.5.2 Verifica a taglio (SLU - SLV)

Nel seguito si riportano le verifiche di resistenza a taglio espresse in termini di indici di sfruttamento.

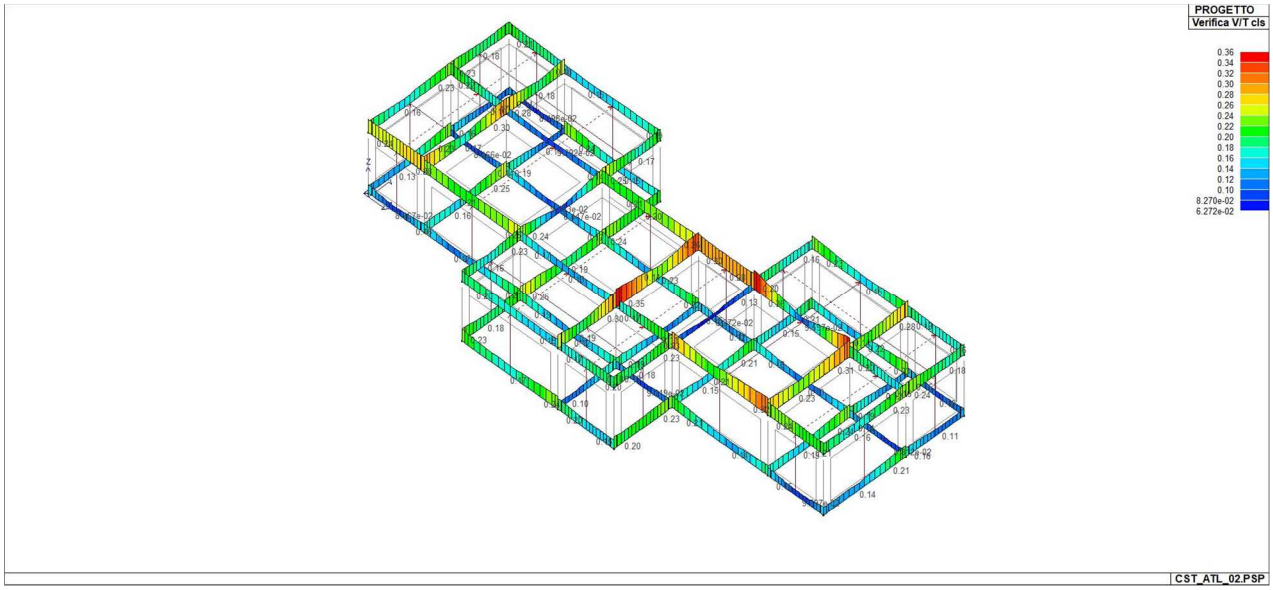


Figura 56: Travi – verifica a taglio lato calcestruzzo

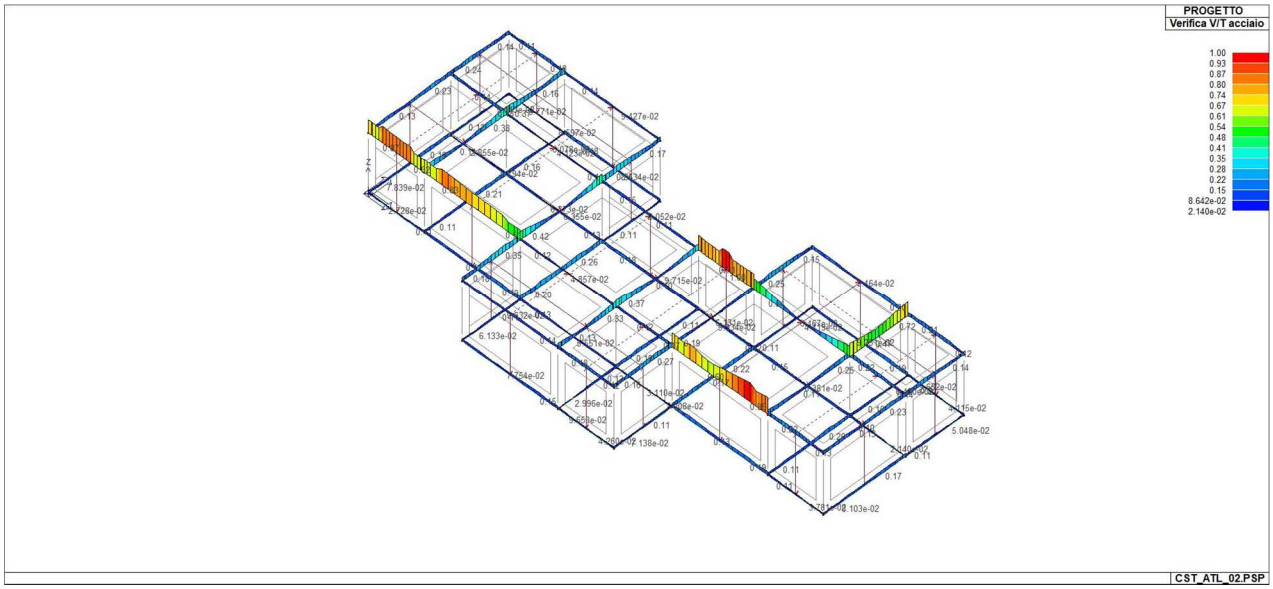


Figura 57: Travi – verifica a taglio lato acciaio

6.6 VERIFICA DELLE FONDAZIONI

Si riportano le verifiche GEO e STR delle travi di fondazione, assumendo nelle verifiche allo SLV i materiali in campo sostanzialmente elastico.

Le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera, condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le pertinenti combinazioni delle azioni di cui al §2.5.3.

Il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione – terreno sono stati eseguiti assumendo come azione in fondazione, trasmessa dagli elementi soprastanti, quella derivante dall'analisi strutturale ipotizzando comportamento strutturale non dissipativo.

6.6.1 Travi di fondazione – Verifica SLU – SLV (GEO)

Si riporta la sintesi relativa alle massime pressioni attese relativamente alle condizioni più sfavorevoli, per le quali vengono effettuate e verifiche GEO.

Le travi di fondazione sono state simulate mediante un suolo alla Winkler con modulo di reazione K_w = 1,0 daN/cm^3.

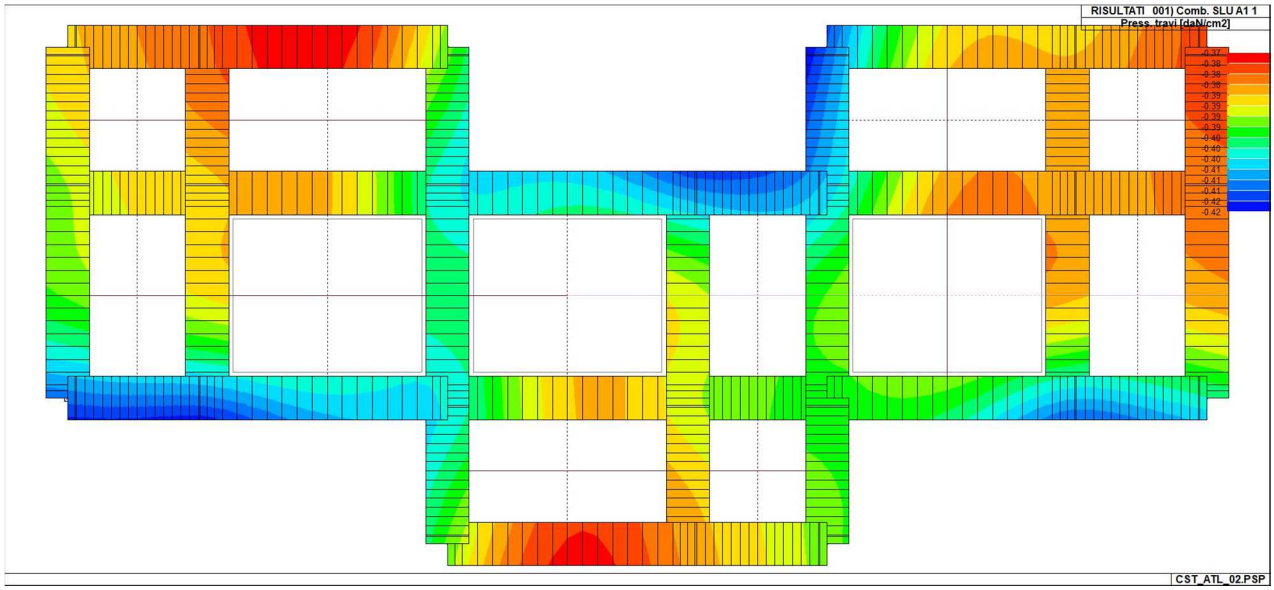


Figura 58: Pressione di contatto terreno – travi SLU

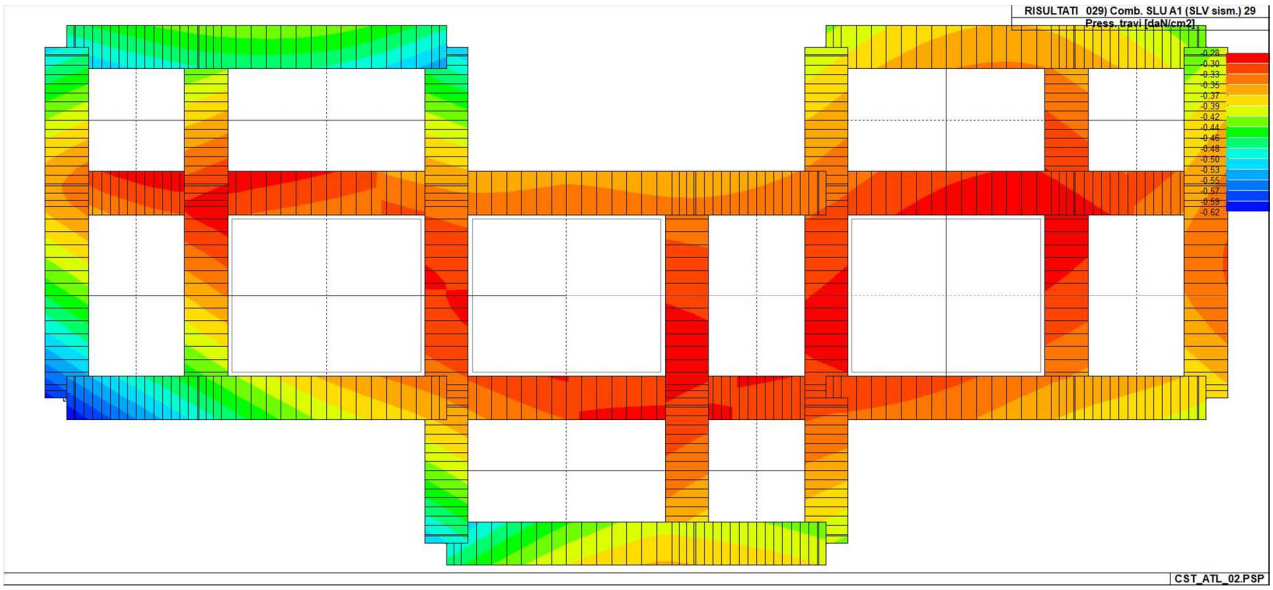


Figura 59: Pressione di contatto terreno – travi SLV

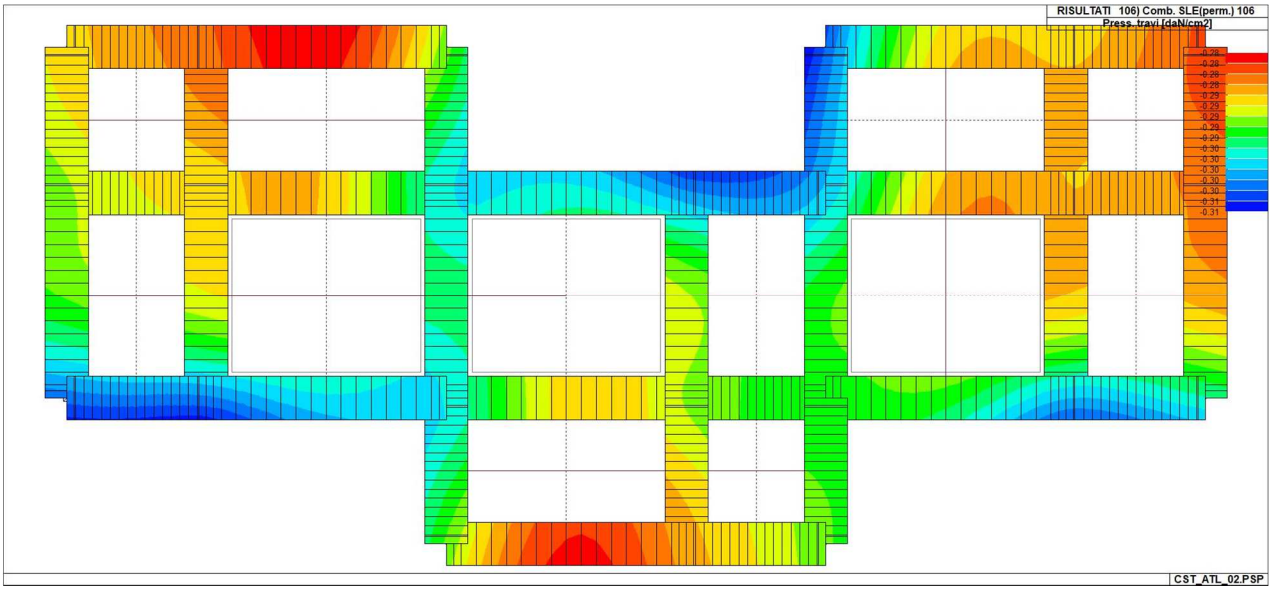


Figura 60: Pressione di contatto terreno – travi SLE quasi permanente

6.6.2 Travi di fondazione – Verifica SLU – SLV (STR)

Si riportano gli inviluppi delle sollecitazioni relative alle combinazioni di SLU e SLV considerate per la conduzione delle verifiche numeriche. Ogni immagine riporta in legenda la tipologia di sollecitazione presa in esame (N, M, V), l'unità di misura adottata ed i valori di massimo e minimo individuati.

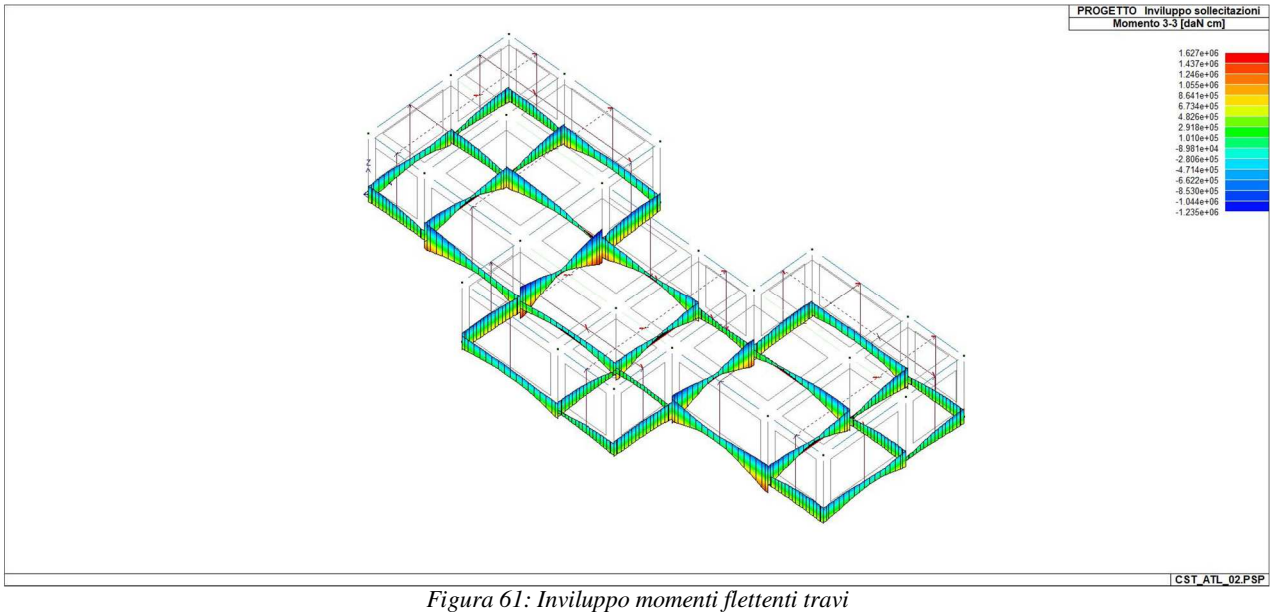


Figura 61: Inviluppo momenti flettenti travi

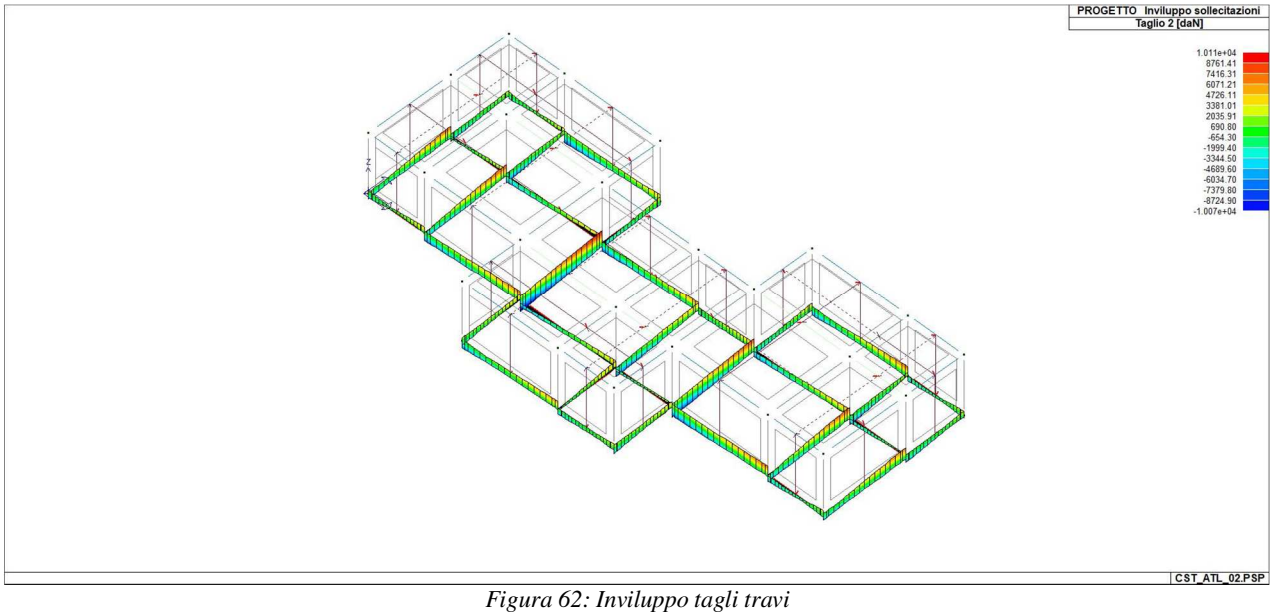


Figura 62: Inviluppo tagli travi

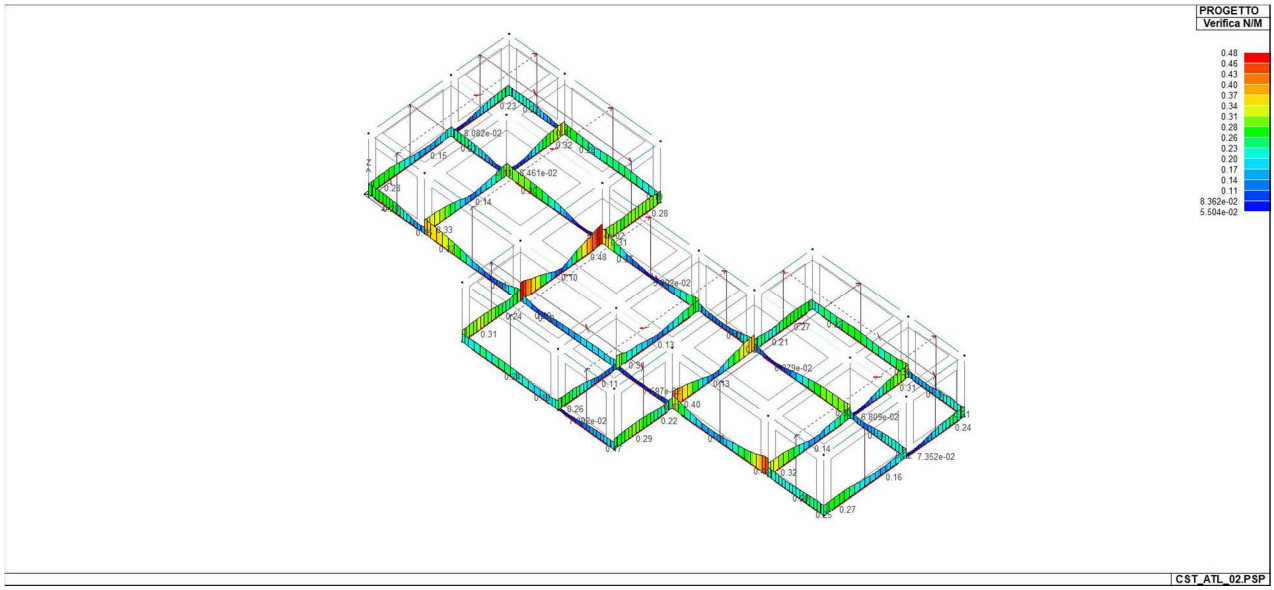


Figura 63: Verifica a pressoflessione travi

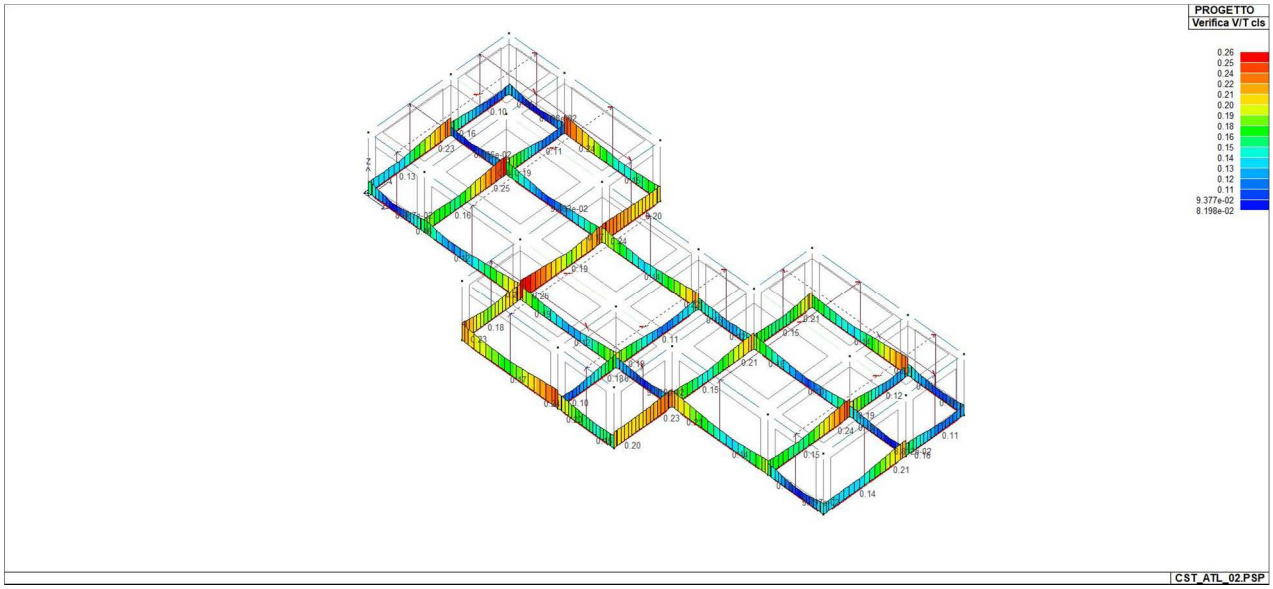


Figura 64: Verifica a taglio lato cls travi

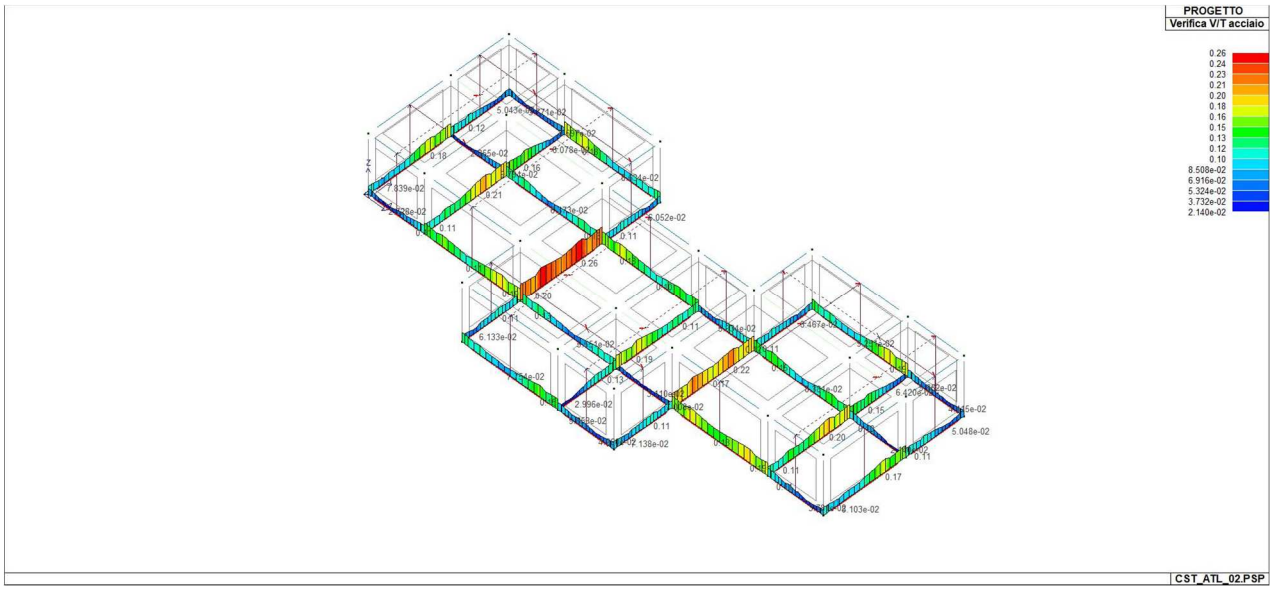


Figura 65: Verifica a taglio lato acciaio travi

6.7 VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO SLD

Le verifiche di resistenza dei materiali per verificare il limitato danneggiamento allo SLD sono riportate nelle seguenti figure.

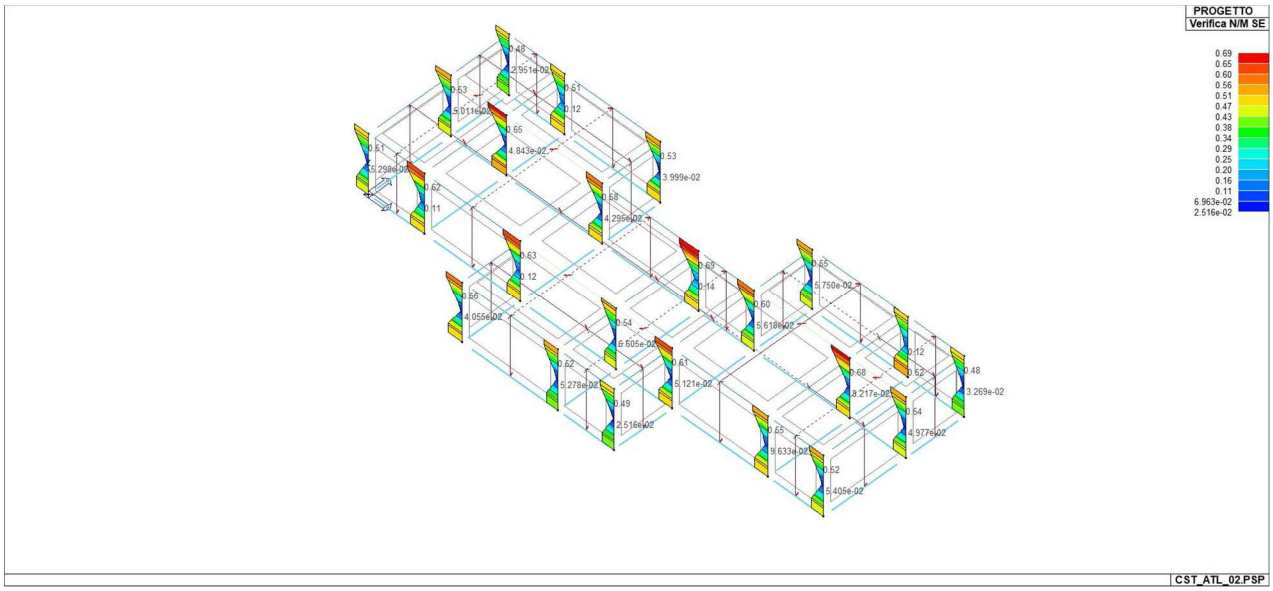


Figura 66: Verifica a pressoflessione pilastri

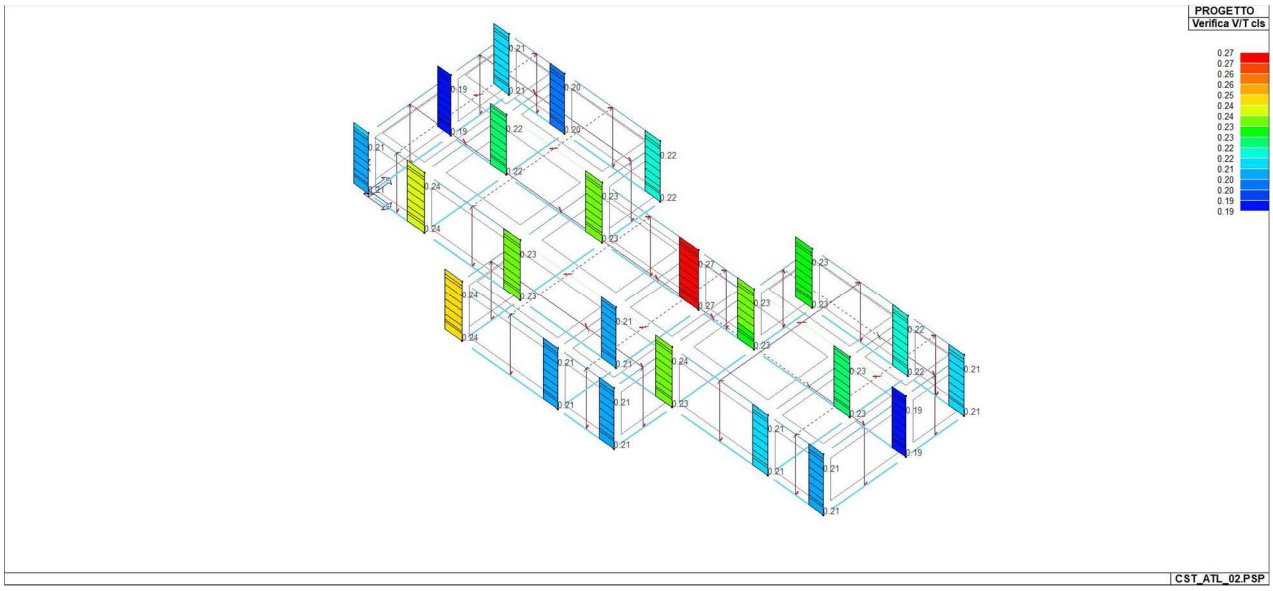


Figura 67: Verifica a taglio lato calcestruzzo pilastri

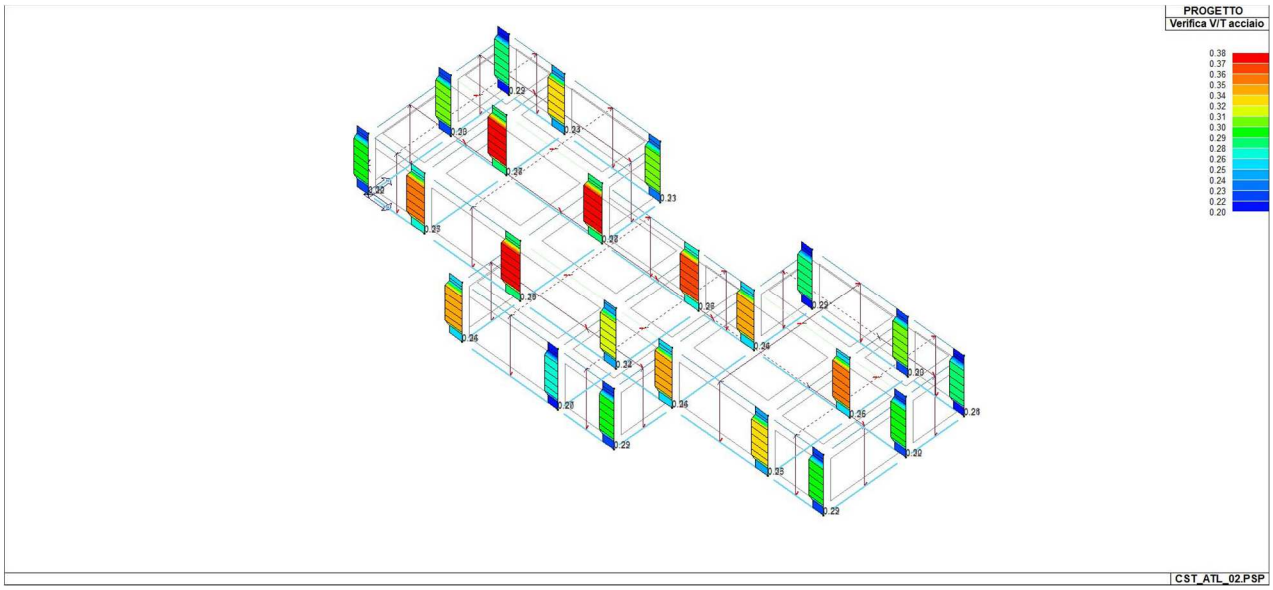


Figura 68: verifica a taglio lato acciaio pilastri

6.8 VERIFICHE DI RIGIDEZZA ALLO SLO

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione. Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti eccessivi interpiano, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo *SLO* siano inferiori ai 2/3 dei limiti indicati nel seguito:

a) per tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$q \times d_r < 0{,}005 \text{ h per tamponature fragili}$$

$$q \times d_r < 0{,}0075 \text{ h per tamponature duttili}$$

b) per tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano d_{rp} , per effetto della loro deformabuilità intrinsceca oppure dei collegamenti alla struttura:

$$q \times d_r < d_{rp} < 0{,}01 \text{ h}$$

La verifica di rigidezza associata allo stato limite di operatività viene condotta come illustrato nel seguito: il valore riportato nelle seguenti mappe cromatiche è quello dello spostamento di interpiano, moltiplicato per 1000 e diviso per l'altezza di interpiano.
Assumendo come limite la prescrizione associata al succitato caso a) per tamponature fragili, la verifica è soddisfatta per valori inferiori a 3.33.

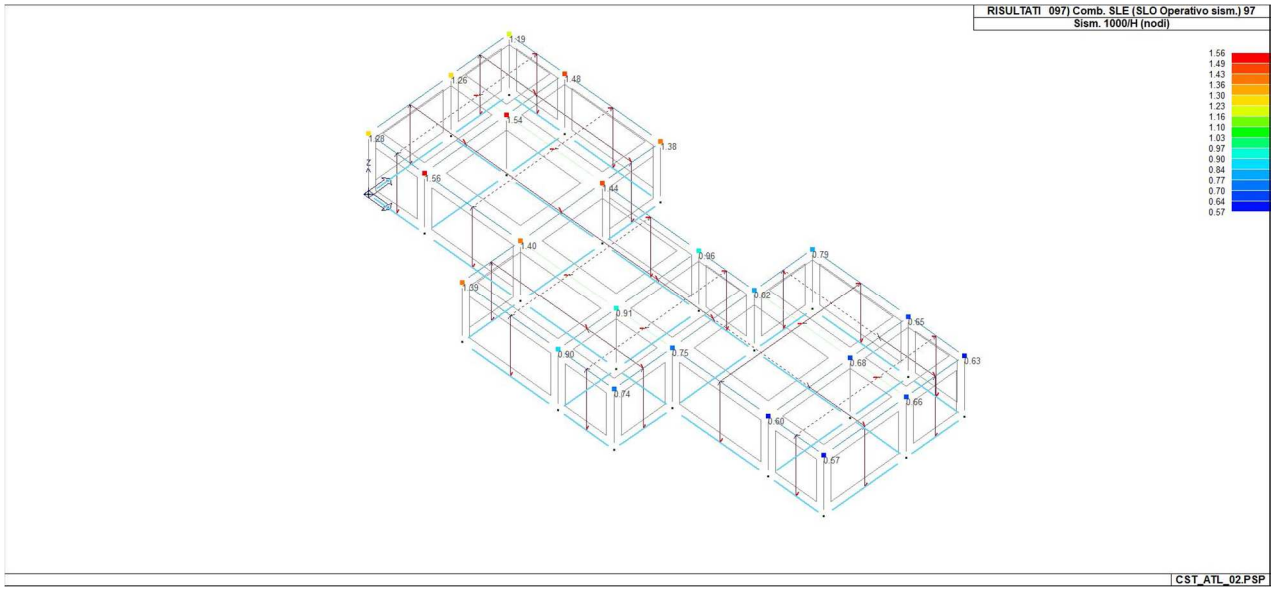


Figura 69: Massimi scorrimenti di interpiano – SLO

7 CARATTERISTICHE E AFFIDABILITÀ DEL CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO

Il codice di calcolo utilizzato per le modellazioni FEM è il ProSap della 2si.

La versione utilizzata per le modellazioni FEM relative ai manufatti oggetti della presente è la **22.5.2**.

Il software ProSap è prodotto e distribuito dalla 2S.I Software e Servizi per l'Ingegneria S.r.l.

Via Garibaldi, 90 – 44121 Ferrara – Tel. 0532-2000091 – Fax. 0532-2000086 – www.2si.it

La documentazione completa sull'affidabilità del codice di calcolo è scaricabile al seguente link: https://www.2si.it/it/prodotti/affidabilita/

DICHIARAZIONE DI AFFIDABILITÀ

Dichiarazione del produttore-distributore di PRO_SAP PROfessional SAP riguardante l'affidabilità del codice (NTC 2018 - Paragrafo 10.2)

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo
Titolo: PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program
Autore-Produttore: 2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara

Affidabilità dei codici

- Inquadramento teorico della metodologia
L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensiodeformativo indotto da carichi statici.
L'analisi strutturale è condotta con il metodo dell'analisi modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione per la valutazione dello stato tensiodeformativo indotto da carichi dinamici (tra i quali quelli di tipo sismico).
Gli elementi, lineari e non lineari, utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

Elemento TRUSS (asta)
Elemento BEAM (trave)
Elemento MEMBRANE (membrana)
Elemento PLATE (piastra-guscio)
Elemento BRICK (solido)
Elemento CINGHIA
Elemento BOUNDARY (molla)
Elemento STIFFNESS (matrice di rigidezza)

- Casi prova che consentano un riscontro dell'affidabilità
2S.I. ha verificato, in collaborazione con il DISTART dell'Università di Bologna e con il Dipartimento di Ingegneria dell'Università di Ferrara, l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.
E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link: *http://www.2si.it/affidabilita.php*

- Filtri di autodiagnostica
Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione.
Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi.

Garanzia di qualità
Dal 1 dicembre 1999 2S.I. ha prodotto un manuale di qualità in funzione dei requisiti della norma di riferimento UNI EN ISO 9001.
Tutte le attività dell'azienda sono regolate dalla documentazione e dalle procedure in esso contenute.
In relazione alla attività di validazione dei prodotti software si dichiara inoltre quanto segue:
- la fase di progetto degli algoritmi è preceduta dalla ricerca di risultati di confronto reperibili in bibliografia o riproducibili con calcoli manuali;
- la fase di implementazione degli algoritmi è continuamente validata con strumenti automatici (tools di sviluppo) e attraverso confronti;
- il software che implementa gli algoritmi è testato, confrontato e controllato anche da tecnici qualificati che non sono intervenuti nelle precedenti fasi.
Nella produzione del solutore FEM 2S.I. implementa componenti sviluppati da CM2 - Computing Objects SARL spin-off dell'École Centrale Paris, France. E' disponibile la documentazione di affidabilità di tali componenti all'indirizzo web:
http://www.2si.it/software/download/manuali/pro_sap quaderni/Affidabilita/benchmarks_e_sap.zip

Rev. del 15/03/2018

8 RELAZIONE SUI MATERIALI

OPERE IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO

CONGLOMERATO CEMENTIZIO

CALCESTRUZZO PER GETTI DI SOTTOFONDAZIONE
RESISTENZA NON INFERIORE A 15 MPa.

STRUTTURE DI FONDAZIONE
CALCESTRUZZI A "PRESTAZIONE GARANTITA" CONFORMI ALLE NORME:
UNI-EN 206:2021; UNI 11104: 2004; UNI-ENV-1992 1-1 (EC2)

STRUTTURE IN ELEVAZIONE
CALCESTRUZZI A "PRESTAZIONE GARANTITA" CONFORMI ALLE NORME:
UNI-EN 206:2021; UNI 11104: 2004; UNI-ENV-1992 1-1 (EC2)

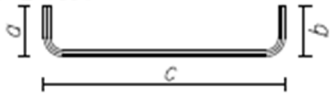
elemento strutturale	classe di resistenza	classe di espos.	classe di consist.	spec.	dim. max. aggregato	max cont. cloruri	Cemento tipo	A/C
Fondazioni	C25/30	XC3	S4/S5	-	25mm	Cl 0.2	Cem II	0.60
Strutture in elevazione: Pilastri, travi e solai	C32/40	XC3	S4/S5	-	20mm	Cl 0.2	Cem II	0.55

ARMATURE PER GETTI IN C.A.

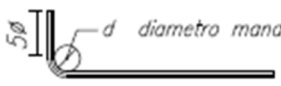
ACCIAIO IN BARRE B 450 C
RETI E TRALICCI ELETTROSALDATI B 450 C

NOTE RELATIVE ALLE ARMATURE

1. PRESCRIZIONI RELATIVE ALLE BARRE CORRENTI
   - SOVRAPPOSIZIONE MINIMA 60ø;
   - LE SOVRAPPOSIZIONI DEVONO ESSERE OPPORTUNAMENTE SFALSATE;
   - ALLE ESTREMITA' RISVOLTARE LE BARRE PER MIN. 20ø;
2. LE DIMENSIONI DELLE BARRE DI ARMATURA SONO RIFERITE AL LORO INGOMBRO ESTERNO E GLI ANGOLI DI SAGOMATURA SONO DI 45°, 90°, 135° E 180°.



3. NEI DETTAGLI, LE PIEGHE DELLE BARRE DI ARMATURA SONO STATE RAPPRESENTATE CON RIFERIMENTO AL DIAMETRO DI MANDRINO MINIMO PRESCRITTO NEL PUNTO SEGUENTE. LA LUNGHEZZA DI TAGLIO DI OGNI BARRA DOVRA', PERTANTO, TENERE CONTO ANCHE DELLO SVILUPPO DEI RACCORDI CONSEGUENTE AL REALE DIAMETRO DI MANDRINO IMPIEGATO.
4. I DIAMETRI MINIMI DEI MANDRINI DEVONO ESSERE:
   - PER BARRE DI DIAMETRO ø ≤ 16 mm 4ø,
   - PER BARRE DI DIAMETRO ø > 16 mm 7ø.



5. PROLUNGARE LE BARRE PIEGATE AD UNCINO CON UN TRATTO RETTILINEO DI LUNGHEZZA NON INFERIORE A 5ø
6. IL RICOPRIMENTO MINIMO DELLE BARRE DI ARMATURA DEVE ESSERE, SALVO OVE DIVERSAMENTE INDICATO
   c ≥5,0cm IN FONDAZIONE E c ≥3,5cm IN ELEVAZIONE

9 ELABORATI GRAFICI ESECUTIVI E PARTICOLARI COSTRUTTIVI

Si vedano gli elaborati grafici di progetto allegati.

10 RELAZIONI SPECIALISTICHE SUI RISULTATI SPERIMENTALI

10.1 RELAZIONE GEOLOGICA SULLE INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

Si veda la relazione geologica a firma della dott. geol. Raffaella Fustini redatta nel mese di febbraio 2023.

10.2 RELAZIONE GEOTECNICA SULLE INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLO DEL VOLUME DI TERRENO SIGNIFICATIVO

Normative di riferimento

Norme tecniche per le Costruzioni 2018

Aggiornamento alle Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018.

Gli **stati limite ultimi** per sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni (**GEO**) riguardano:

- collasso per **carico limite** nei terreni di fondazione;
- **scorrimento** sul piano di posa.

In tali verifiche, tutte le azioni su un elemento di fondazione possono essere ricondotte a una forza risultante applicata al piano di posa.

Per le verifiche agli stati limite ultimi di tipo geotecnico (**GEO**) per carico limite e per scorrimento si deve fare riferimento all'**approccio 2**.

L'analisi deve essere condotta con la Combinazione (**A1+M1+R3**), nella quale i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (**M1**) sono unitari, i coefficienti parziali sulle azioni (**A1**) sono indicati dalla tabella 6.2.I e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo **R3** riportati in tab. 6.4.I.

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F ($o\gamma_E$)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti G_2 (1)	Favorevole	γ_{G2}	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

(1) Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti $\cdot\gamma_{G1}$

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

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	γ_R= 2.3
Scorrimento	γ_R= 1.1

Stati Limite di Esercizio (SLE)

La capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (SLE) deve essere verificata confrontando il valore limite di progetto associato a ciascun aspetto di funzionalità esaminato (Cd), con il corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni (Ed), attraverso la seguente espressione formale:

$$Ed < Cd$$

Dove:

- Ed, valore di progetto dell'azione o degli effetti dell'azione;
- Cd, valore limite dell'effetto delle azioni (spostamenti e deformazioni che possano compromettere la funzionalità di una struttura).

I valori degli spostamenti e delle distorsioni andranno calcolati considerando le combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3:

- Combinazione frequente;
- Combinazione quasi permanente s l.t.

Le verifiche relative alle deformazioni (cedimenti) e agli spostamenti si effettuano adoperando i valori caratteristici dei parametri (f_k).

Nelle analisi, devono essere impiegati i valori caratteristici delle proprietà meccaniche e pertanto i relativi coefficienti parziali di sicurezza devono sempre essere assunti unitari (f_k = f_d): si adottano i valori caratteristici dei moduli di deformazione dei terreni (E'_k, Eed_k).

Sotto l'effetto **dell'azione sismica** di progetto le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio già definiti in precedenza (§ 3.2.1 NTC), con i requisiti di sicurezza indicati nel § 7.1.

Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo **pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici** e impiegando **le resistenze di progetto**, con i coefficienti parziali γ_R indicati nel presente Capitolo 7 oppure con i γ_R indicati nel Capitolo 6 laddove non espressamente specificato

Stato Limite Ultimo (SLV) per carico limite (§ 7.11.5.3.1)

Le azioni derivano dall'analisi della struttura in elevazione come specificato al § 7.2.5. Le resistenze sono i corrispondenti valori limite che producono il collasso del complesso fondazione-terreno; esse sono valutabili mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica, tenendo conto dell'effetto dell'inclinazione e dell'eccentricità delle azioni in fondazione. Il corrispondente valore di progetto si ottiene applicando il coefficiente γ_R di Tabella 7.11.II. **Se, nel calcolo del carico limite,** si considera esplicitamente l'effetto delle azioni inerziali sul volume di terreno significativo (e.g. Richards et al., Paolucci e Pecker), il coefficiente γ_R può essere ridotto a 1.8.

Stato Limite Ultimo (SLV) per scorrimento sul piano di posa (§ 7.11.5.3.1)
Per azione si intende il valore della forza agente parallelamente al piano di scorrimento, per resistenza si intende la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano, sommata, in casi particolari, alla risultante delle tensioni limite agenti sulle superfici laterali della fondazione.
Specificamente, ***si può tener conto della resistenza lungo le superfici laterali nel caso di contatto diretto fondazione-terreno in scavi a sezione obbligata o di contatto diretto fondazione-calcestruzzo o fondazione-acciaio in scavi sostenuti da paratie o palancole.***
In tali casi, il progettista deve indicare l'aliquota della resistenza lungo le superfici laterali che intende portare in conto, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e ai criteri costruttivi dell'opera.
Ai fini della verifica allo scorrimento, si può considerare la resistenza passiva solo nel caso di effettiva permanenza di tale contributo, portando in conto un'aliquota non superiore al 50%.

Stato limite di esercizio (SLE)
A meno dell'impiego di specifiche analisi dinamiche, in grado di fornire la risposta deformativa del sistema fondazione-terreno, la verifica nei confronti dello stato limite di danno può essere ritenuta soddisfatta impiegando le azioni corrispondenti allo SLD e determinando il carico limite di progetto con il coefficiente γ_R riportato nella Tabella 7.11.II.

Tab. 7.11.II - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche

Verfica	Coefficiente parziale
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

Prandtl ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan\varphi$$ *valida anche per i terreni.*

Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

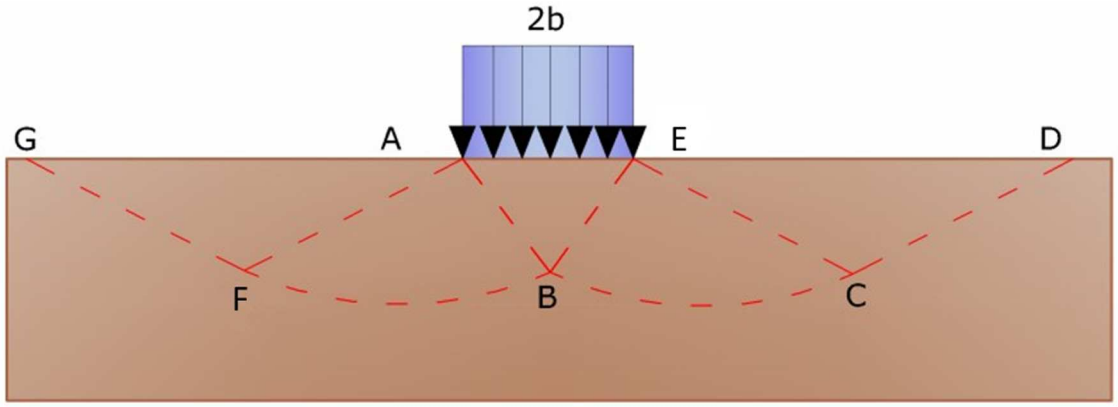
- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau = c + \sigma \cdot \tan\varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza 2b
  (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie *GFBCD.*

Nel triangolo *AEB* la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45°+\varphi/2$ rispetto all'orizzontale.

Nelle zone *ABF e EBC* la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti *A* ed *E* e l'altra da archi di de famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti *A* ed *E*. Nei triangoli *AFG e ECD* la rottura avviene su segmenti inclinati di $\pm(45°+\varphi/2)$ rispetto alla verticale.



Meccanismo di rottura di Prandtl

Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.
Si arriva quindi ad una equazione q =B·c, dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo di attrito φ del terreno.

$$B = \cot g\varphi\left[e^{\pi tg\varphi}tg^2(45°+\varphi/2)-1\right]$$

Per φ=0 il coefficiente B risulta pari a 5.14, quindi q=5.14·c.

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione (c=0, γ≠0) risulta q=0, secondo la teoria di **Prandtl**, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente. Questa teoria, anche se non applicabile praticamente, ha dato inizio a tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.
Infatti ***Caquot*** si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità h, con h ≤ 2b; il terreno compreso tra la superficie e la profondità h ha le seguenti caratteristiche*: γ≠0, φ=0, c=0, rappresenta* un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.
Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \cdot \gamma_1 + B \cdot c$$

che è sicuramente è un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

Metodo di Terzaghi (1955)

Terzaghi, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.
Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto ***Terzaghi*** assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione ψ rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di ψ in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.
L'ipotesi $\gamma_2 = 0$ per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \cdot \gamma_1 \cdot h + B \cdot c + C \cdot \gamma \cdot b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito φ del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo φ prima definito; b è la semilarghezza della striscia.
Inoltre, basandosi su dati sperimentali, *Terzaghi* passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da *Terzaghi* sull' effettivo comportamento del terreno.
Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, *Terzaghi* invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.
In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).
In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, Terzaghi consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$\tan \varphi_{rid} = \frac{2}{3} \tan \varphi \quad e \quad c_{rid} = \frac{2}{3} c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di Terzaghi può essere scritta:

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2\cdot\cos^2(45+\varphi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi-\varphi/2)\tan\varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1)\cot\varphi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan\varphi}{2}\left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\varphi} - 1\right)$$

Formula di Meyerhof (1963)

Meyerhof propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di *Terzaghi*; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

Egli introdusse un coefficiente s_q che moltiplica il fattore N_q, fattori di profondità d_i e di pendenza i_i per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti N furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BD (v. meccanismo Prandtl), considerando valori approssimati del taglio che si sviluppa nel terreno al di sopra del piano di posa. I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

Carico verticale

$$q_{ult} = c\cdot N_c\cdot s_c\cdot d_c + \gamma\cdot D\cdot N_q\cdot s_q\cdot d_q + 0.5\cdot\gamma\cdot B\cdot N_\gamma\cdot s_\gamma\cdot d_\gamma$$

Carico inclinato

$$q_{ult} = c\cdot N_c\cdot s_c\cdot d_c\cdot i_c + \gamma\cdot D\cdot N_q\cdot s_q\cdot d_q\cdot i_q + 0.5\cdot\gamma\cdot B\cdot N_\gamma\cdot s_\gamma\cdot d_\gamma\cdot i_\gamma$$

$$N_q = e^{(0.75\pi-\varphi/2)}\cdot\tan^2(45+\varphi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1)\cot\varphi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1)\tan(1.4\cdot\varphi)$$

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot k_p \cdot \frac{B}{L} \qquad \text{per } \varphi > 0$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot k_p \cdot \frac{B}{L} \qquad \text{per } \varphi = 0$$

fattore di profondità:

$$d_c = 1 + 0.2\sqrt{k_p} \cdot \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{k_p} \cdot \frac{D}{B} \qquad \text{per } \varphi > 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \qquad \text{per } \varphi > 10$$

inclinazione:

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \qquad \text{per } \varphi = 0$$

dove:

- $k_p = \tan^2(45 + \varphi/2)$
- θ = *Inclinazione della risultante sulla verticale.*

Formula di Hansen (1970)

È una ulteriore estensione della formula di *Meyerhof*; le estensioni consistono nell'introduzione di b_i che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore g_i per terreno in pendenza.

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto *D/B*, quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di D/B <1:

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(1-\sin\varphi)^2 \cdot \frac{D}{B}$$

Per valori D/B >1:

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \tan^{-1}\frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(1-\sin\varphi)^2 \cdot \tan^{-1}\frac{D}{B}$$

Nel caso φ=0

D/B	*0*	*1*	*1.1*	*2*	*5*	*10*	*20*	*100*
d'_c	*0*	*0.40*	*0.33*	*0.44*	*0.55*	*0.59*	*0.61*	*0.62*

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando φ=0.

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2\frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c}\frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 \text{ per fondazioni nastriformi}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L}\tan\varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4\frac{B}{L}$$

Fattori di inclinazione del carico:

$$i'_c = 0.5 - 0.5\sqrt{1-\frac{H}{A_f \cdot c_a}}.$$

$$i_c = i_q - \frac{1-i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1-\frac{0.5\cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot\varphi}\right)^5$$

$$i_q = \left(1-\frac{0.7\cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot\varphi}\right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_q = \left(1-\frac{(0.7-\eta/450)\cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot\varphi}\right)^5 \quad (\eta = 0)$$

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$g_q = g_\gamma = (1-0.5\tan\beta)^5$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata):

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q \exp(-2\eta\cdot\tan\varphi)$$

Formula di Vesic (1975)

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con Nq ed Nc come per la formula di Meyerhof ed Nγ come sotto riportato:

$$N_\gamma = 2\cdot(N_q + 1)\cdot\tan\varphi$$

I fattori di forma e di profondità che compaiono nelle formule del calcolo della capacità portante sono uguali a quelli proposti da Hansen; alcune differenze sono invece riportate nei fattori di

inclinazione del carico, del terreno (fondazione su pendio) e del piano di fondazione (base inclinata).

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa sostenere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo):

$$Vd \leq Rd$$

Dove Vd è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre Rd è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto Rd, nei terreni a grana fine, si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$\frac{R}{A'} = (2+\pi) \cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c + q$$

Dove:

- A' = B' L' area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico;
- c_u= coesione non drenata;
- q= pressione litostatica totale sul piano di posa
- s_c = fattore di forma;
- $s_c = 1 + 0.2 \cdot \left(\frac{B'}{L'}\right)$, per fondazioni rettangolari
- $s_c = 1.2$, per fondazioni quadrate o circolari
- i_c= Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H.

$$i_c = 0.5 + 0.5\sqrt{1 - \frac{H}{A'_f \cdot c_a}}.$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue:

$$\frac{R}{A'} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi'} \cdot \tan^2 (45 + \varphi'/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \tan \varphi'$$

Fattori di forma:

$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \operatorname{sen} \varphi'$	per forma rettangolare
$s_q = 1 + \operatorname{sen} \varphi'$	per forma quadrata o circolare
$s_\gamma = 1 - 0.3 \frac{B'}{L'}$	per forma rettangolare
$s_\gamma = 0.7$	per forma quadrata o circolare
$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$	per forma rettangolare, quadrata o circolare

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H:

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}.$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi'}\right)^m$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi'}\right)^{m+1}$$

$$i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

Dove:

$$m = m_B = \frac{\left[2 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\right]}{\left[1 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\right]} \qquad \text{con} \quad H \,//\, .B'$$

$$m = m_L = \frac{\left[2 + \left(\frac{L'}{B'}\right)\right]}{\left[1 + \left(\frac{L'}{B'}\right)\right]}. \qquad \text{con} \quad H \,//\, .L'$$

Se H forma un angolo θ con la direzione di L', l'esponente "m" viene calcolato con la seguente espressione:

$$m = m_\theta = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

Meyerhof e Hanna (1978)
Tutta l'analisi teorica sviluppata per la determinazione del carico limite è stata basata sull'ipotesi che il terreno sia isotropico ed omogeneo fino a notevole profondità.

Tale ipotesi però non rispecchia la realtà perché, in natura, il terreno presenta disomogeneità litologica per cui può essere costituito da diverse percentuali delle componenti granulometriche come ghiaia, sabbia, limo e argilla.

Le relazioni per la stima del carico limite, ricavate dall'ipotesi di terreno omogeneo risultano essere molto approssimative se il terreno è stratificato, soprattutto se le superfici di rottura interferiscono con i limiti degli strati del terreno.

Si consideri un sistema costituito da due strati di terreno distinti ed una fondazione posizionata sullo strato superiore a una profondità D dal piano campagna, le superfici di rottura a carico limite possono svilupparsi completamente sullo strato superiore oppure coinvolgere anche il secondo strato. Può accadere che lo strato superiore sia più resistente rispetto allo strato inferiore o viceversa.

In entrambi i casi verrà presentata un'analisi generale per c = 0 e si dimostrerà che sarà valida anche nel caso di terreni sabbiosi o argillosi.

Lo studio della capacità portante di un sistema a strati è stato affrontato da diversi autori: Button (1953), Vesic (1975), Meyerhof (1974), Meyerhof e Hanna (1978)

Meyerhof (1974) ha analizzato un sistema a due strati composto da sabbia densa su argilla morbida e sabbia sciolta su argilla rigida e ha supportato il suo studio con alcuni test su modello. Successivamente Meyerhof e Hanna (1978) hanno integrato lo studio di Meyerhof (1974) includendo nelle analisi il terreno privo di coesione.

Si riporta la trattazione di Meyerhof (1974) e Meyerhof e Hanna (1978).

Nella figura 12.16 (a) è rappresentata una fondazione di larghezza B e profondità D in uno strato di terreno resistente (strato 1). Lo strato debole si trova a distanza H dal piano di posa della fondazione.

Se si verificano le condizioni per cui la distanza H non è sufficientemente ampia, oppure, si ha un carico eccezionale, una parte dello stesso carico verrà trasferito oltre il livello mn. Questa condizione indurrà il formarsi di superfici di rottura anche nello strato più debole (strato 2). Se la distanza H è relativamente grande, le superfici di rottura si svilupperanno completamente nello strato 1 come evidenziato in Figura 12.16b.

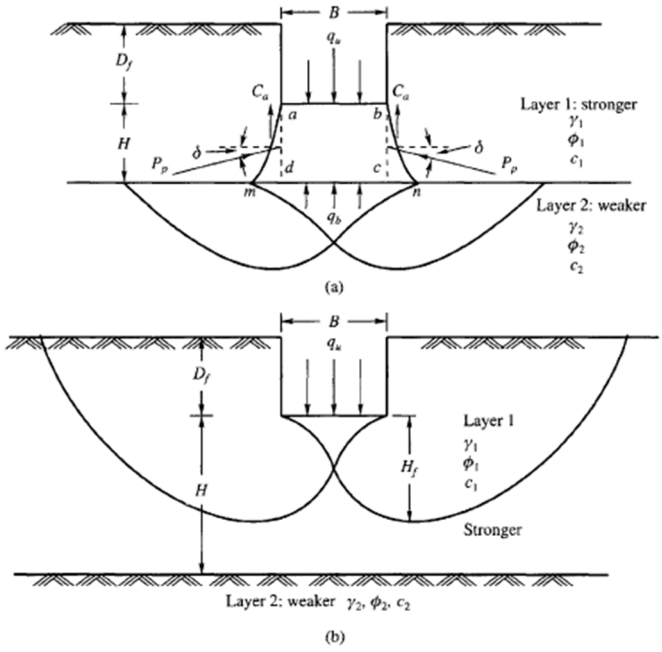


Figure 12.16 Failure of soil below strip footing under vertical load on strong layer overlying weak deposit (after Meyerhof and Hanna, 1978)

Il carico limite negli strati 1 e 2 può essere espresso dalle seguenti relazioni:

Strato 1

$$q_1 = c_1 \cdot N_{c1} + \frac{1}{2}\gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma 1}$$

Strato 2

$$q_2 = c_2 \cdot N_{c2} + \frac{1}{2}\gamma_2 \cdot B \cdot N_{\gamma 2}$$

Dove:

- N_{c1}, $N_{\gamma 1}$ = fattori di capacità portante dello strato 1 con angolo di resistenza a taglio φ_1
- N_{c2}, $N_{\gamma 2}$ = fattori di capacità portante dello strato 2 con angolo di resistenza a taglio φ_2

Se il piano di posa della fondazione si trova ad una distanza D_f rispetto al piano campagna e la distanza H è relativamente grande l'espressione del carico limite è la seguente:

$$q_u = q_t = c_1 \cdot N_{c1} + q'_0 \cdot N_{q1} + \frac{1}{2}\gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma 1}$$

Se q_1 è maggiore di q_2 e se la distanza H non è sufficiente a formare una condizione di plasticizzazione completa nello strato 1, allora la rottura è legata alla spinta del terreno che si sviluppa dallo strato più debole allo strato più resistente. La formulazione per la stima del carico limite diventa:

$$q_u = q_b + \frac{2 \cdot (c_a + P_p \sin\delta)}{B} - \gamma_1 \cdot H$$

Dove:

- q_b= carico limite nello strato 2;
- Pp= spinta passiva;
- C_a= adesione;
- δ= inclinazione della spinta passiva rispetto all'orizzontale

Con:

$$P_p = \frac{\gamma_1 \cdot H^2}{2\cos\delta}\left(1 + \frac{2D_f}{H}\right) \cdot K_p$$

Metodo di Richards et al.

Richards, Helm e Budhu (1993) hanno sviluppato una procedura che consente, in condizioni sismiche, di valutare sia il carico limite sia i cedimenti indotti, e quindi di procedere alle verifiche di entrambi gli stati limite (ultimo e di danno). La valutazione del carico limite viene perseguita mediante una semplice estensione del problema del carico limite al caso della presenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma, mentre la stima dei cedimenti viene ottenuta mediante un approccio che segue il metodo di Newmark (cfr. Appendice H di "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica" – Associazione Geotecnica Italiana). Gli autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite nel seguente modo:

$$q_L = \frac{\gamma_1 \cdot H^2}{2\cos\delta}\left(1+\frac{2D_f}{H}\right)\cdot K_p$$

$$q_L = N_q \cdot q + N_c \cdot c + 0.5 N_\gamma \cdot \gamma \cdot B$$

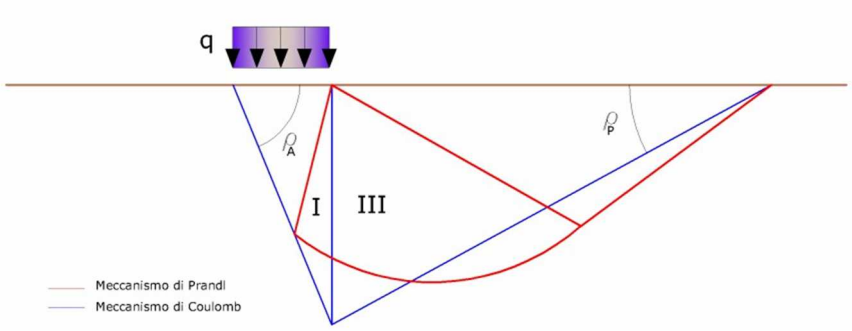
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

$$N_c = \left(N_q - 1\right)\cdot \cot\left(\phi\right)$$

$$N_q = \frac{K_{pE}}{K_{AE}}$$

$$N_\gamma = \left(\frac{K_{pE}}{K_{AE}} - 1\right)\cdot \tan\left(\rho_{AE}\right)$$

Gli autori hanno, inoltre, esaminato un meccanismo di tipo Coulomb, con un approccio che segue quello dell'equilibrio limite, considerando anche le forze di inerzia agenti sul volume di terreno sottoposto a rottura. In campo statico, il classico meccanismo di Prandtl può essere infatti approssimato come mostrato nella figura che segue, eliminando la zona di transizione (ventaglio di Prandtl) ridotta alla sola linea AC, che viene considerata come una parete ideale in equilibrio sotto l'azione della spinta attiva e della spinta passiva che riceve dai cunei I e III:



Schema di calcolo del carico limite (qL).

Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli ρ_A e ρ_P che definiscono le zone di spinta attiva e passiva, e dei coefficienti di spinta attiva e passiva K_A e K_P in funzione dell'angolo di attrito interno φ del terreno e dell'angolo di attrito δ terreno – parete ideale:

$$\rho_A = \varphi + \tan^{-1}\cdot\left\{\frac{\sqrt{\tan\varphi\cdot(\tan\varphi\cdot\cot\varphi)\cdot(1+\tan\delta\cdot\cot\varphi)}-\tan\varphi}{1+\tan\delta\cdot(\tan\varphi+\cot\varphi)}\right\}$$

$$\rho_P = -\varphi + \tan^{-1}\cdot\left\{\frac{\sqrt{\tan\varphi\cdot(\tan\varphi\cdot\cot\varphi)\cdot(1+\tan\delta\cdot\cot\varphi)}+\tan\varphi}{1+\tan\delta\cdot(\tan\varphi+\cot\varphi)}\right\}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta)\left\{1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\cdot\sin(\varphi)}{\cos(\delta)}}\right\}^2}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta)\left\{1-\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\cdot\sin(\varphi)}{\cos(\delta)}}\right\}^2}$$

È comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo ϕ=0.5δ, conduce a valori dei coefficienti di carico limite prossimi a quelli basati su un'analisi di tipo Prandtl. Richards et al. hanno quindi esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb al caso sismico, portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Tali forze di massa, dovute ad accelerazioni k_h g e k_v g, agenti rispettivamente in direzione orizzontale e verticale, sono a loro volta pari a $k_h\,\gamma$ e $k_v\,\gamma$. Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di ρa e ρp, nonché di K_A e K_P, rispettivamente indicate come ρ_{AE} e ρ_{PE} e come K_{AE} e K_{PE} per denotare le condizioni sismiche:

$$\rho_{AE} = (\varphi-\theta) + \tan^{-1}\cdot\left\{\frac{\sqrt{\left(1+\tan^2(\varphi-\theta)\right)\cdot[1+\tan(\delta+\theta)\cdot\cot(\varphi-\theta)]}-\tan(\varphi-\theta)}{1+\tan(\delta+\theta)\cdot(\tan(\varphi-\theta)+\cot(\varphi-\theta))}\right\}$$

$$\rho_{PE} = -(\varphi-\theta)+\tan^{-1}\cdot\left\{\frac{\sqrt{\left(1+\tan^2(\varphi-\theta)\right)\cdot\left[1+\tan(\delta+\theta)\cdot\cot(\varphi-\theta)\right]}-\tan(\varphi-\theta)}{1+\tan(\delta+\theta)\cdot\left(\tan(\varphi-\theta)+\cot(\varphi-\theta)\right)}\right\}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi-\theta)}{\cos(\theta)\cdot\cos(\delta+\theta)\left\{1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\cdot\sin(\varphi-\theta)}{\cos(\delta+\theta)}}\right\}^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi-\theta)}{\cos(\theta)\cdot\cos(\delta+\theta)\left\{1-\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\cdot\sin(\varphi-\theta)}{\cos(\delta+\theta)}}\right\}^2}$$

I valori di Nq e $N\gamma$ sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli ρ_{AE} e ρ_{PE} e dei coefficienti K_{AE} e K_{PE} relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo θ definito come:

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

Nella tabella sottostante sono mostrati i fattori di capacità portante calcolati per i seguenti valori dei parametri:

$$\varphi = 30° \quad \delta = 15°$$

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

Tabella dei fattori di capacità portante per φ=30°

$k_h/(1-k_v)$	N_q	N_γ	N_c
0	16.51037	23.75643	26.86476
0.087	13.11944	15.88906	20.9915
0.176	9.851541	9.465466	15.33132
0.268	7.297657	5.357472	10.90786
0.364	5.122904	2.604404	7.141079
0.466	3.216145	0.879102	3.838476
0.577	1.066982	1.103E-03	0.1160159

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLE FONDAZIONE (SLU)

La verifica a carico limite delle fondazioni secondo l'approccio SLU si esegue con la seguente diseguaglianza:

$$E_d \leq \frac{R_d}{\gamma_{RV}}$$

Dove:

- E_d= pressioni agenti alla base della fondazione;
- Rd= capacità portante di calcolo;
- γ_{RV}= coefficiente riduttivo della capacità portante verticale

Le pressioni agenti alla base della fondazione si calcolano con dalla seguente espressione:

$$E_d = \frac{N_d}{A_{ef}}$$

Dove:

- N_d= azione normale di progetto;
- A_{ef} $B_R \cdot L'$= area ridotta;

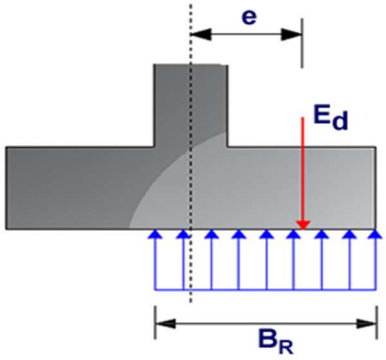
Fondazioni quadrate o rettangolari
L'area ridotta risulta essere:

$$A_{ef}=B' \cdot L'$$

$$L' = L - 2e_x ; B' = B - e_y ; e_x = \frac{M_x}{N} ; e_y = \frac{M_y}{N}$$

Per le verifiche a carico limite allo SLU è lecito considerare la "plasticizzazione" del terreno, in tal caso si può assumere una distribuzione uniforme delle pressioni agenti sul piano di posa.

Come evidenziato nella seguente immagine, la distribuzione delle pressioni si considera estesa sulla base "ridotta" B_R=B-2e.



Dove:

- $e=N_d/M_d$- eccentricità dei carichi

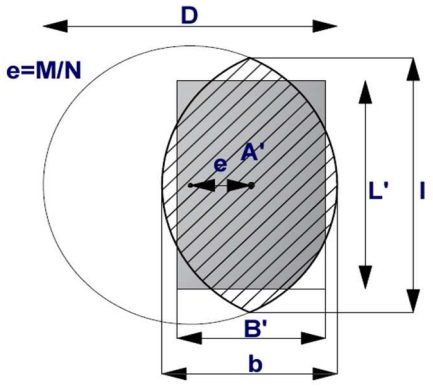
Fondazioni circolari

Una fondazione circolare sottoposta ad un carico verticale applicato con un'eccentricità e = Md / Nd può essere considerata equivalente ad una fondazione fittizia con un carico applicato centralmente (Figura seguente), come suggerito da Meyerhof (1953) e Vesic (1973). In questo caso, l'area della fondazione fittizia, A', può essere calcolata con questa espressione:

$$A' = \frac{D^2}{2}\left(\arccos\frac{2e}{D} - \frac{2e}{D}\sqrt{1-\left(\frac{2e}{D}\right)^2}\right)$$

Il rapporto delle lunghezze dei lati della fondazione rettangolare equivalente può essere approssimato al rapporto tra le lunghezze b ed l, si ricava da:

$$\frac{B}{L'} = \frac{b}{l} =' \sqrt{\frac{D-2e}{D+2e}}$$



Metodo di calcolo delle dimensioni equivalenti di una fondazione circolare soggetta a carico non baricentrico.

VERIFICA A SLITTAMENTO

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità di un plinto di fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale. Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di componenti: una delle componenti è dovuta all'adesione, l'altra è dovuta all'attrito fondazione-terreno. La resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo una percentuale indicata dall'utente.
La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

$$F_{Rd} = N_{sd} \cdot \tan\delta + c_a \cdot A'$$

Nella quale N_{sd} è il valore di calcolo della forza verticale,δ è l'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto, c_a è l'adesione plinto-terreno e A' è l'area della fondazione efficace, intesa, in caso di carichi eccentrici, come area ridotta al centro della quale è applicata la risultante.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU ROCCIA

Per la valutazione della capacità portante ammissibile delle rocce si deve tener conto di di alcuni parametri significativi quali le caratteristiche geologiche, il tipo di roccia e la sua qualità, misurata con l'RQD. Nella capacità portante delle rocce si utilizzano normalmente fattori di sicurezza molto alti e legati in qualche modo al valore del coefficiente RQD: ad esempio, per una roccia con RQD pari al massimo a 0.75 il fattore di sicurezza varia tra 6 e 10. Per la determinazione della capacità portante di una roccia si possono usare le formule di Terzaghi, usando angolo d'attrito e coesione della roccia, o quelle proposte da **Stagg** e **Zienkiewicz** (1968) in cui i coefficienti della formula della capacità portante valgono:

$$N_q = \tan^6(45 + \varphi/2)$$

$$N_c = 5\tan^4(45 + \varphi/2)$$

$$N_\gamma = N_q + 1$$

Con tali coefficienti vanno usati i fattori di forma impiegati nella formula di Terzaghi.La capacità portante ultima calcolata è comunque funzione del coefficiente RQD secondo la seguente espressione:

$$q' = q_{ult}(RQD)^2$$

Se il carotaggio in roccia non fornisce pezzi intatti (RQD tende a 0), la roccia viene trattata come un terreno stimando al meglio i parametri c e φ.

FATTORI CORRETTIVI SISMICI (PAOLUCCI E PECKER)

Quando si determina q_{lim}, per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del vengono introdotti i fattori correttivi z:

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{tg\varphi}\right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$z_\gamma = z_q$$

Dove k_h è il coefficiente sismico orizzontale.

CEDIMENTI ELASTICI

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni B×L posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base aduna equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier, 1951):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_S}\left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2\right) \cdot I_F \qquad (1)$$

dove:

q_0 Intensità della pressione di contatto

B' Minima dimensione dell'area reagente,

E e μ Parametri elastici del terreno.

I_i Coefficienti di influenza dipendenti da: L'/B', spessore dello strato H, coefficiente di Poisson μ, profondità del piano di posa D;

I coefficienti *I_1 e I_2* si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da *Steinbrenner (1934)* (V. Bowles), in funzione del rapporto *L'/B'* ed H/B, utilizzando *B'=B/2* e *L'=L/2* per i coefficienti relativi al centro e *B'=B* e *L'=L* per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza I_F deriva dalle equazioni di *Fox* (1948), che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di *Poisson* e del rapporto *L/B*.

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente I_S:

$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} \cdot I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

$$\Delta H = q_0 \cdot B' \frac{1-\mu^2}{E_S} \cdot I_S \cdot I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo. Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a 5B, se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore. A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di E pari a 10 volte dello strato soprastante. Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

CEDIMENTI EDOMETRICI

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.
Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.
L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

a) Il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
b) la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

se si tratta di un terreno sovraconsolidato (OCR>1), ossia l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione σ'_p ($\sigma'_p + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$).
Se invece il terreno è normalconsolidato ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione ed il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

- *RR*: Rapporto di ricompressione;

- *CR*: Rapporto di compressione;
- H_0: Spessore iniziale dello strato;
- σ'_{v0}: Tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico;
- $\Delta\sigma_V$: Incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri *RR* e *CR* si fa riferimento al modulo edometrico M; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ($\sigma'_0 + \Delta\sigma_V$) significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:
- la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore (< 2.00 m);
- la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
- il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione vengono utilizzate sia per le argille che per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione. Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

Cedimento secondario

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

$$\Delta H_S = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

in cui:
- H_c: altezza dello strato in fase di consolidazione;
- C_α: coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva *cedimento-logaritmo tempo*;
- *T*: tempo in cui si vuole il cedimento secondario;
- T_{100}: tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

CEDIMENTI DI SCHMERTMANN

Un metodo alternativo per il calcolo dei cedimenti è quello proposto da Schmertmann (1970) il quale ha correlato la variazione del bulbo delle tensioni alla deformazione. L'autore ha considerato nel suo modello un diagramma delle deformazioni di forma triangolare in cui la profondità alla quale si hanno deformazioni significative è assunta pari a 4B, nel caso di fondazioni nastriformi, e pari a 2B per fondazioni quadrate o circolari.
Secondo tale approccio il cedimento si esprime attraverso la seguente espressione:

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_Z \cdot \Delta z}{E}$$

nella quale:

- Δq: rappresenta il carico netto applicato alla fondazione;
- I_Z: è un fattore di deformazione il cui valore è nullo a profondità di **2B,** per fondazione circolare o quadrata, e a profondità **4B,** per fondazione nastriforme.

Il valore massimo di I_Z si verifica a una profondità rispettivamente pari a:

- B/2, per fondazione circolare o quadrata
- B, per fondazioni nastriformi

e vale

$$I_{Z\max} = 0.5 + 0.1 \cdot \left(\frac{\Delta q}{\sigma'_{vi}} \right)^{0.5}$$

Dove:

- σ'_{vi}: rappresenta la tensione verticale efficace a profondità B/2 per fondazioni quadrate o circolari, e a profondità B per fondazioni nastriformi.
- E_i: rappresenta il modulo di deformabilità del terreno in corrispondenza dello strato i-esimo considerato nel calcolo;
- Δ_{Zi}: rappresenta lo spessore dello strato i-esimo;
- C_1 e C_2 sono due coefficienti correttivi.

Il modulo E viene assunto pari a 2.5 q_c per fondazioni circolari o quadrate e a 3.5 q_c per fondazioni nastriformi. Nei casi intermedi, si interpola in funzione del valore di L/B.
Il termine q_c che interviene nella determinazione di E rappresenta la resistenza alla punta fornita dalla prova CPT.
Le espressioni dei due coefficienti C_1 e C_2 sono:

$$C_1 = 1 - 0.5 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q} > 0.5$$

che tiene conto della profondità del piano di posa.

$$C_2 = 1 + 0.2 \cdot \log \frac{t}{0.1}$$

che tiene conto delle deformazioni differite nel tempo per effetto secondario.

Nell'espressione **t** rappresenta il tempo, espresso in anni dopo il termine della costruzione, in corrispondenza del quale si calcola il cedimento.

CEDIMENTI DI BURLAND e BURBIDGE

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità *Ic* al risultato N della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_S \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_C / 3 + \left(q' - \sigma'_{v0}\right) \cdot B^{0.7} \cdot I_C\right]$$

nella quale:

- q': pressione efficace lorda;
- σ'_{VO}: tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;
- B: larghezza della fondazione;
- Ic: Indice di compressibilità;
- f_S, f_H, f_t: fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità Ic è legato al valore medio Nav di Nspt all'interno di una profondità significativa z:

$$I_C = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per quanto riguarda i valori di Nspt da utilizzare nel calcolo del valore medio N_{AV} va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e Nspt>15, secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948):

$$N_c = 15 + 0.5 \cdot (Nspt - 15)$$

dove N_c è il valore coretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 \cdot Nspt$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_S, f_H e f_t sono rispettivamente:

$$f_S = \left(\frac{1.25 \cdot L/B}{L/B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con:

t tempo in anni > 3;

R_3 costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;

R 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

10.2.1 Trave di fondazione 90x80h – Verifica GEO

Verifica in condizioni non drenate

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0{,}5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B (e_B = Mb/N)

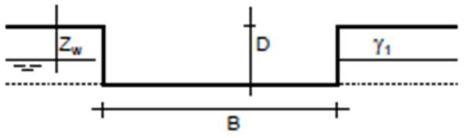
e_L = Eccentricità in direzione L (e_L = Ml/N) (per fondazione nastriforme e_L = 0; L* = L)

B* = Larghezza fittizia della fondazione (B* = B - 2*e_B)

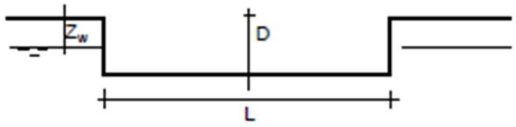
L* = Lunghezza fittizia della fondazione (L* = L - 2*e_L)

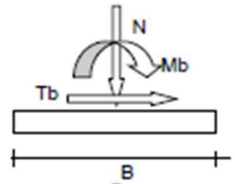
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

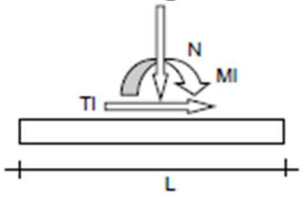
			coefficienti parziali					
			azioni		proprietà del terreno		resistenze	
Metodo di calcolo			permanenti	temporanee variabili	tan φ'	c'	qlim	scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
	A2+M2+R2	○	1,00	1,30	1,25	1,25	1,80	1,00
	SISMA	○	1,00	1,00	1,25	1,25	1,80	1,00
	A1+M1+R3	◉	1,30	1,50	1,00	1,00	2,30	1,10
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10
Tensioni Ammissibili		○	1,00	1,00	1,00	1,00	3,00	3,00
Definiti dal Progettista		○	1,35	1,50	1,00	1,00	1,40	1,00



γ, c', φ'





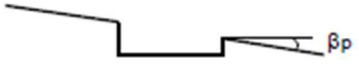


(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B	=	0,90	(m)
L	=	20,00	(m)
D	=	0,90	(m)



βf = 0,00 (°)



βp = 0,00 (°)

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	0,10		0,13
Mb [kNm]	0,01		0,01
Ml [kNm]	0,01		0,01
Tb [kN]	0,01		0,01
Tl [kN]	0,00		0,00
H [kN]	0,01	0,00	0,01

Peso unità di volume del terreno

γ_1 = 18,00 (kN/mc)

γ = 18,00 (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

c' = 60,00 (kN/mq)

φ' = 0,00 (°)

Valori di progetto

c' = 60,00 (kN/mq)

φ' = 0,00 (°)

Profondità della falda

Zw = 5,00 (m)

e_B = 0,10 (m)

e_L = 0,10 (m)

B* = 0,70 (m)

L* = 19,80 (m)

q : sovraccarico alla profondità D

q = 16,20 (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

γ = 18,00 (kN/mc)

Nc, Nq, Nγ : coefficienti di capacità portante

$Nq = \tan^2(45 + \varphi'/2) * e^{(\pi * tg\varphi')}$

Nq = 1,00

$Nc = (Nq - 1)/\tan\varphi'$

Nc = 5,14

$N\gamma = 2*(Nq + 1)*\tan\varphi'$

Nγ = 0,00

s_o, s_q, s_γ : fattori di forma

$s_c = 1 + B^*Nq / (L^* Nc)$

$s_c =$ 1,01

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

$s_q =$ 1,00

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

$s_\gamma =$ 0,99

i_o, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*)$ = 1,97

$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*)$ = 1,03

$\theta = \text{arctg}(Tb/Tl)$ = 84,29 (°)

m = 1,96 (-)

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b\sin^2\theta+m_l\cos^2\theta)$ in tutti gli altri casi)

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

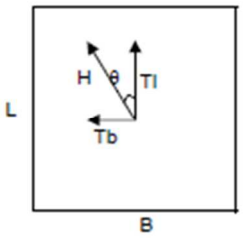
$i_q =$ 1,00

$i_c = i_q - (1 - i_q)/(Nq - 1)$

$i_c =$ 1,00

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

$i_\gamma =$ 1,00



d_o, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2\,D \tan\varphi' (1 - \text{sen}\varphi')^2 / B^*$
per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan\varphi' (1 - \text{sen}\varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$d_q =$ 1,00

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

$d_c =$ 1,35

$d_\gamma = 1$

$d_\gamma =$ 1,00

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2$ $\quad \beta_f + \beta_p =$ 0,00 $\quad \beta_f + \beta_p < 45°$

$b_q =$ 1,00

$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi')$

$b_c =$ 1,00

$b_\gamma = b_q$

$b_\gamma =$ 1,00

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2$ $\quad \beta_f + \beta_p =$ 0,00 $\quad \beta_f + \beta_p < 45°$

$g_q =$ 1,00

$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi')$

$g_c =$ 1,00

$g_\gamma = g_q$

$g_\gamma =$ 1,00

Carico limite unitario

$q_{lim} =$ 436,76 (kN/m²)

Pressione massima agente

$q = N / B^* L^*$

$q =$ 0,01 (kN/m²)

Verifica di sicurezza capacità portante

$q_{lim} / \gamma_R =$ 189,89 ≥ $q =$ 0,01 (kN/m²)

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$Hd =$ 0,01 (kN)

Azione Resistente

$Sd = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$

$Sd =$ 831,60 (kN)

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$Sd / \gamma_R =$ 756 ≥ $Hd =$ 0,01 (kN)

Verifica in condizioni drenate

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0{,}5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B (e_B = Mb/N)

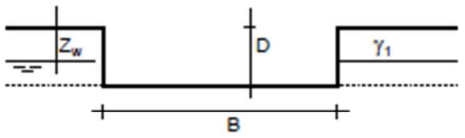
e_L = Eccentricità in direzione L (e_L = Ml/N) (per fondazione nastriforme e_L = 0; L* = L)

B* = Larghezza fittizia della fondazione (B* = B - 2*e_B)

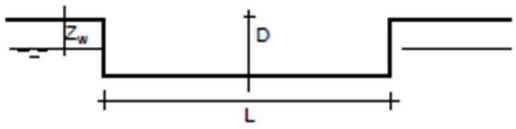
L* = Lunghezza fittizia della fondazione (L* = L - 2*e_L)

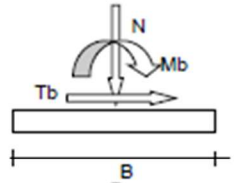
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

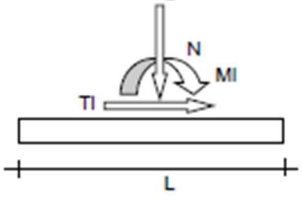
			coefficienti parziali					
			azioni		proprietà del terreno		resistenze	
Metodo di calcolo			permanenti	temporanee variabili	tan φ'	c'	qlim	scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
	A2+M2+R2	○	1,00	1,30	1,25	1,25	1,80	1,00
	SISMA	○	1,00	1,00	1,25	1,25	1,80	1,00
	A1+M1+R3	◉	1,30	1,50	1,00	1,00	2,30	1,10
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10
Tensioni Ammissibili		○	1,00	1,00	1,00	1,00	3,00	3,00
Definiti dal Progettista		○	1,35	1,50	1,00	1,00	1,40	1,00



γ, c', φ'





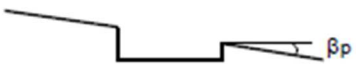


(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 0,90 (m)
L = 20,00 (m)
D = 0,90 (m)



βf = 0,00 (°)



βp = 0,00 (°)

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	0,10		0,13
Mb [kNm]	0,01		0,01
Ml [kNm]	0,01		0,01
Tb [kN]	0,01		0,01
Tl [kN]	0,00		0,00
H [kN]	0,01	0,00	0,01

Peso unità di volume del terreno

γ_1 = 18,00 (kN/mc)

γ = 18,00 (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

c' = 0,00 (kN/mq)

φ' = 27,00 (°)

Valori di progetto

c' = 0,00 (kN/mq)

φ' = 27,00 (°)

Profondità della falda

Zw = 5,00 (m)

e_B = 0,10 (m)

e_L = 0,10 (m)

B* = 0,70 (m)

L* = 19,80 (m)

q : sovraccarico alla profondità D

q = 16,20 (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

γ = 18,00 (kN/mc)

Nc, Nq, Nγ : <u>coefficienti di capacità portante</u>

$Nq = \tan^2(45 + \varphi'/2) * e^{(\pi * tg\varphi')}$

Nq = 13,20

$Nc = (Nq - 1)/\tan\varphi'$

Nc = 23,94

$N\gamma = 2 * (Nq + 1) * \tan\varphi'$

Nγ = 14,47

s_o, s_q, s_γ : fattori di forma

$s_c = 1 + B^*Nq / (L^* Nc)$

$s_c =$ 1,02

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

$s_q =$ 1,02

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

$s_\gamma =$ 0,99

i_o, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*)$ = 1,97

$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*)$ = 1,03

$\theta = \text{arctg}(Tb/Tl)$ = 84,29 (°)

m = 1,96 (-)

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b\sin^2\theta+m_l\cos^2\theta)$ in tutti gli altri casi)

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

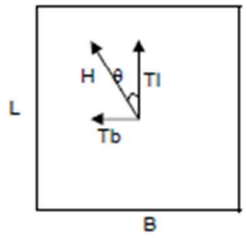
$i_q =$ 0,84

$i_c = i_q - (1 - i_q)/(Nq - 1)$

$i_c =$ 0,83

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

$i_\gamma =$ 0,77



d_o, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2\,D\tan\varphi'(1 - \text{sen}\varphi')^2 / B^*$
per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2\tan\varphi'(1 - \text{sen}\varphi')^2) * \arctan(D / B^*)$

$d_q =$ 1,28

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

$d_c =$ 1,30

$d_\gamma = 1$

$d_\gamma =$ 1,00

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2$ $\beta_f + \beta_p =$ 0,00 $\beta_f + \beta_p < 45°$

$b_q =$ 1,00

$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi')$

$b_c =$ 1,00

$b_\gamma = b_q$

$b_\gamma =$ 1,00

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2$ $\beta_f + \beta_p =$ 0,00 $\beta_f + \beta_p < 45°$

$g_q =$ 1,00

$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi')$

$g_c =$ 1,00

$g_\gamma = g_q$

$g_\gamma =$ 1,00

Carico limite unitario

$q_{lim} =$ 304,02 (kN/m^2)

Pressione massima agente

$q = N / B^* L^*$

$q =$ 0,01 (kN/m^2)

Verifica di sicurezza capacità portante

$q_{lim} / \gamma_R =$ 132,18 ≥ $q =$ 0,01 (kN/m^2)

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

Hd = 0,01 (kN)

Azione Resistente

$Sd = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$

Sd = 0,08 (kN)

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$Sd / \gamma_R =$ 0,07 ≥ Hd = 0,01 (kN)

10.3 RELAZIONE SULLA PERICOLOSITÀ SISMICA DEL SITO

Si rimanda al §3.2 della presente relazione.

---000---