REGIONE CAMPANIA
GIUNTA REGIONALE DELLA CAMPANIA
STRUTTURA DI MISSIONE PER LO SMALTIMENTO DEI RIFIUTI STOCCATI IN BALLE

LAVORI DI REALIZZAZIONE DELL'IMPIANTO DI COMPOSTAGGIO NELLO STIR DI TUFINO (NA)

ACCORDO QUADRO TRIENNALE PER L'AFFIDAMENTO DI SERVIZI DI INGEGNERIA E ARCHITETTURA - LOTTO 1

POR FESR 2014-2020 - ASSE 6 - AZIONE 6.1.3. - PROC. N. 2597/A-SIA/18

CODICE CIG: 7332580C6D - CODICE CUP: B23G17013850006

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

1096-E-S-RC-04	1096	1096-E-S-RC-04	1	DI	208	1
ELABORATO	COM	DOCUMENTO	PAGINE			REV.

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO

CAPOGRUPPO MANDATARIA

ICARIA

ICARIA s.r.l. Società di Ingegneria

ICARIA srl
SOCIETÀ DI INGEGNERIA
Via LA Spezia, 6 – 00182 Roma
Corso Cavour, n. 445 - 05018 Orvieto (TR)

Tel. 0763-340875, fax. 0763-341251
www.icariasrl.it e-mail: info@icariasrl.it

ORDINE degli INGEGNERI
INGEGNERE
Vladimiro ROTISCIANI
civile ed ambientale
industriale
dell'informazione
A 376
Provincia di TERNI

MANDANTE

LOTTI ingegneria

Lotti Ingegneria Spa

Via del Fiume, n. 14 - 00186 – Roma
Tel. 06-32397322, fax. 0763-341251

C.F./P.IVA 00956841001
e-mail: lotti@lottiassociati.com
PEC: c.lotti@legalmail.it

MANDANTE

Quantica Ingegneria S.r.l.

Quantica Ingegneria S.r.l.

Piazza G.Bovio n°22 – 80133 Napoli
Tel. 081-18779435, fax. 081-5[illegible]

C.F. 08248051214 P.IVA 08248[illegible]
e-mail: segreteria@quantica[illegible]ia.it
PEC: quantica@ar[illegible]pec.it

ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI NAPOLI
DOTT. ING. VACCA GIUSEPPE
ISCRITTO ALL'ALBO PROFESSIONALE
COL N. 10562

REVISIONE	DATA	OGGETTO	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	AUTORIZZATO
1	NOVEMBRE 2020	REVISIONE PER VERIFICA PE	MR	MS	VR	VR
0	SETTEMBRE 2020	EMISSIONE	MR	MS	VR	VR

È vietato ai sensi di legge la divulgazione e la riproduzione del presente disegno senza la preventiva autorizzazione

INDICE

1 PREMESSA 6
1.1 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO 6
1.1.1 NORMATIVA 6
2 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI STRUTTURALI 7
2.1 AVANCORPO LATO EST 7
2.2 AVANCORPO LATO OVEST 7
2.3 BIOCELLE 8
2.4 MATURAZIONE PRIMARIA 8
2.5 MURO MATURAZIONE SECONDARIA E MURO AD "L" 8
2.6 MURO DI SEPARAZIONE BIOFILTRO 9
2.7 BASAMENTO SCRUBBER 9
2.8 BASAMENTO LOCALE QUADRI ELETTRICI 9
2.9 BACINO DI CONTENIMENTO SERBATOI 9
2.10 PIPE-RACK 9
3 MATERIALI E DOSATURE 10
3.1 CALCESTRUZZO 10
3.1.1 Copriferri 12
3.2 ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO 13
3.3 ACCIAIO DA CARPENTERIA – BULLONI E SALDATURE 13
4 CRITERI E METODI DI ANALISI DELLE STRUTTURE 15
5 ANALISI DEI CARICHI 17
5.1 AVANCORPO LATO EST 17
5.2 AVANCORPO LATO OVEST 25
5.3 BIOCELLE 33
5.4 MATURAZIONE PRIMARIA 35
5.5 MURO MATURAZIONE SECONDARIA E MURO AD "L" 37
5.6 MURO DI SEPARAZIONE BIOFILTRO 39
5.7 BASAMENTO SCRUBBER 41
5.8 BASAMENTO LOCALE QUADRI ELETTRICI 49
5.9 BACINO DI CONTENIMENTO SERBATOI 57
5.10 PIPE-RACK 65
6 CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO 73
7 ANALISI SVOLTE CON CODICI DI CALCOLO 74

7.1 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEL CODICE DI CALCOLO 74
7.1.1 Affidabilità dei codici utilizzati 74
7.1.2 Modalità di presentazione dei risultati 74
7.1.3 Convenzioni relative alle caratteristiche di sollecitazione 74
8 VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI 78
8.1 AVANCORPO LATO EST 78
8.1.1 Schemi grafici riepilogativi 78
8.1.2 Verifica giunto sismico 85
8.1.3 Verifica effetti non linearità geometriche, imperfezioni e deformazioni 86
8.1.4 Verifica nodi 87
8.1.5 Stato limite di fatica 97
8.1.6 Verifica elementi secondari o non strutturali 97
8.2 AVANCORPO LATO OVEST 100
8.2.1 Schemi grafici riepilogativi 100
8.2.2 Verifica giunto sismico 107
8.2.3 Verifica effetti non linearità geometriche, imperfezioni e deformazioni 108
8.2.4 Verifica nodi 109
8.2.5 Verifica elementi secondari o non strutturali 119
8.3 BIOCELLE 122
8.3.1 Schemi grafici riepilogativi 122
8.3.2 Verifica solaio 130
8.3.3 Interazione struttura biocelle e struttura esistente 133
8.4 MATURAZIONE PRIMARIA 148
8.4.1 Schemi grafici riepilogativi 148
8.4.2 Interazione struttura maturazione primaria e struttura esistente 156
8.5 MURO MATURAZIONE SECONDARIA E MURO AD "L" 168
8.6 MURO DI SEPARAZIONE BIOFILTRO 172
8.7 BASAMENTO SCRUBBER 176
8.7.1 Schemi grafici riepilogativi 176
8.8 BASAMENTO LOCALI QE 182
8.8.1 Schemi grafici riepilogativi 182
8.8.2 Interazione locali QE e struttura esistente 187
8.9 BACINO DI CONTENIMENTO SERBATOI 196
8.9.1 Schemi grafici riepilogativi 196
8.9.2 Interazione bacino di contenimento serbatoi e struttura esistente 202

8.10 PIPE RACK 207
8.10.1 Schemi grafici riepilogativi 207
8.10.2 Verifica nodi 211

1 PREMESSA

La presente relazione riguarda le opere strutturali da realizzarsi nell'ambito dei "**LAVORI DI REALIZZAZIONE DELL'IMPIANTO DI COMPOSTAGGIO NELLO STIR DI TUFINO (NA) - ACCORDO QUADRO TRIENNALE PER L'AFFIDAMENTO DI SERVIZI DI INGEGNERIA IN REGIONE CAMPANIA – LOTTO 1**".

All'interno del presente documento verranno riportati i calcoli di verifica degli elementi strutturali che compongono le opere civili a servizio dell'impianto in oggetto ed i materiali impiegati per la loro realizzazione.

Il presente documento è redatto in conformità al D.M. 17/01/2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni, di seguito N.T.C.) e relativa circolare esplicativa e riguarda la caratterizzazione geologica, geotecnica e sismica dell'area di intervento.

Le opere strutturali previste in progetto sono opere ordinarie, con VN = 50 anni, ascrivibili alla classe d'uso II, poiché nessuna di esse risulta assimilabile a "edifici ed opere infrastrutturali di competenza statale (elenco B del D.P.C. n. 3685 del 21/10/2003) o di competenza regionale (elenco B del D.G.R. n. 1700 del 19/11/2003) che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso".

L'elenco compiuto di tali manufatti è riportato nel seguito del documento.

1.1 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

1.1.1 NORMATIVA

[NT_1] Legge 05.11.1971 n. 1086: "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".

[NT_2] Legge 02.02.1974 n°64 – "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".

[NT_3] O.P.C.M. n° 3274 del 20.03.2003 e successive modifiche: "Normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica e connessa classificazione del territorio sismico nazionale".

[NT_4] O.P.C.M. n°. 3316: "Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20.03.03".

D.M. Infrastrutture del 14.01.2008: "Nuove norme tecniche per le costruzioni".

Circolare n° 617/C.S.L.L.P.P del 02.02.2009: "Istruzione per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al DM 14 gennaio 2008".

[NT_5] D.M. Infrastrutture e trasporti del 17.01.2018: Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni".

[NT_6] Circolare n° 7/C.S.L.L.P.P del 21.01.2019: "Istruzione per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al DM 17 gennaio 2018".

2 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI STRUTTURALI

L'intervento consiste nella realizzazione di un impianto di trattamento aerobico della frazione organica dei rifiuti solidi urbani a servizio di un bacino di utenza di circa 50.000 abitanti, nell'impianto STIR del Comune di Tufino (NA), all'interno dell'edificio "MVS" esistente, adibito attualmente alla stabilizzazione della frazione organica.

Le opere strutturali previste nell'ambito della realizzazione dell'impianto sono elencate e descritte di seguito.

2.1 AVANCORPO LATO EST

L'avancorpo, ubicato ad Est dell'edificio esistente e giuntato da esso in modo da avere comportamento strutturale indipendente, ha struttura chiusa, mediante pannelli sandwich, con doppia funzione di assicurare un'area per il conferimento, lo stoccaggio ed il pre-trattamento del verde strutturante e di una zona di compartimentazione per l'ingresso degli automezzi adibiti al conferimento della FORSU. Presenta pianta rettangolare di dimensioni 39x15.2m e copertura a singola falda con pendenza del 6%. La struttura è costituita da colonne HEA360, travi principali in acciaio HEA340 e arcarecci HEA160, con controventi in direzione longitudinale e telai rigidi in quella trasversale.

In copertura è prevista la sistemazione di un nastro trasportatore di rifiuti.

Le fondazioni sono di tipo diretto con plinti in c.a., di dimensioni in pianta 150x150cm e dado 60x60m, e cordoli di collegamento di sezione 40x60cm.

Per ulteriori dettagli si vedano gli elaborati grafici di progetto.

2.2 AVANCORPO LATO OVEST

L'avancorpo, ubicato ad Ovest dell'edificio esistente e giuntato da esso in modo da avere comportamento strutturale indipendente, ha unicamente la funzione di regolare, con un sistema a due portoni, l'uscita degli automezzi dal capannone.Presenta pianta rettangolare di dimensioni 30.4x12.5m e copertura, con pannelli sandwich, a singola falda con pendenza del 7%.

La struttura è costituita da colonne HEA360, travi in acciaio HEA340 e arcarecci HEA200, con controventi in direzione longitudinale e telai rigidi in quella trasversale.

Le fondazioni sono di tipo indiretto con plinti in c.a., di dimensioni in pianta 110x110 cm e dado 60x60 cm, e palo di 60 cm di diametro e lunghezza 10 m. I plinti sono collegati tra loro mediante cordoli in c.a. di sezione 40x60 cm.

Per ulteriori dettagli si vedano gli elaborati grafici di progetto.

2.3 BIOCELLE

Le biocelle aerobiche, ubicate all'interno dell'edificio di stabilizzazione esistente e strutturalmente indipendenti da esso, presentano una forma in pianta rettangolare di lati 21.50x25.30 m ed altezza di 5.60 m, e sono costituite da una struttura a pareti in c.a. gettato in opera, di spessore pari a 30 cm.

Il solaio di copertura è di tipo predalles con spessore pari a 20 cm (5+10+5).

Le fondazioni sono di tipo diretto costituite un reticolo di travi rovesce in c.a. di sezione 200x40 cm. Per ulteriori dettagli si vedano gli elaborati grafici di progetto.

2.4 MATURAZIONE PRIMARIA

La maturazione primaria, ubicata all'interno dell'edificio di stabilizzazione esistente e strutturalmente indipendente da esso, presenta una forma in pianta rettangolare di lati 34.25x26.00 m ed altezza di 5.60 m, costituita da una struttura a pareti in c.a. gettato in opera di spessore pari a 30 cm disposte su tre lati perimetrali.

Le fondazioni sono di tipo diretto costituite da un reticolo di travi rovesce in c.a. di sezione 150 x 40 cm. Per ulteriori dettagli si vedano gli elaborati grafici di progetto.

2.5 MURO MATURAZIONE SECONDARIA E MURO AD "L"

All'interno dell'edificio di stabilizzazione esistente, è prevista la realizzazione di due muri in c.a. gettato in opera, con parete di spessore pari a 30 cm ed altezza, dal piano della pavimentazione finita, di 3.00 m, anch'esso indipendente dalle strutture esistenti.

Il muro ubicato in corrispondenza della maturazione secondaria, ad ovest della maturazione primaria, presenta uno sviluppo lineare con lunghezza pari a circa 71.00 m, ed un'altezza totale di 3.80 m. La fondazione è di tipo diretto, con spessore pari a 40 cm.

L'altro muro, ubicato ad est delle biocelle aerobiche, presenta uno sviluppo ad "L" con lunghezza totale di circa 42.00 m, ed un'altezza totale di 3.55 m. La fondazione è di tipo diretto, con spessore pari a 40 cm. La suola di fondazione interferisce con alcuni plinti del cordolo portapannello esistente e, pertanto, in corrispondenza degli stessi verrà realizzata in aderenza.

Per ulteriori dettagli si vedano gli elaborati grafici di progetto.

2.6 MURO DI SEPARAZIONE BIOFILTRO

All'interno della vasca del biofiltro è prevista la realizzazione di un muro in maniera tale da ricavarne una sezione dedicata al trattamento dell'aria estratta dal capannone di compostaggio. Tale vasca, in cemento armato, è riempita, per uno spessore compreso tra 1 e 2 m, con un supporto di materiale organico.
Il muro presenta uno sviluppo lineare con lunghezza pari a circa 39.6 m, altezza pari a 2.25 m e spessore 0.3 m.

2.7 BASAMENTO SCRUBBER

In progetto è prevista la realizzazione di una nuova coppia di scrubber del tipo a letto flottante per le cui caratteristiche tecniche si rimanda agli elaborati riguardanti le opere impiantistiche. La presente relazione fa pertanto riferimento alle sole strutture di fondazione, calcolate a partire dalle azioni alla base degli appoggi delle apparecchiature in oggetto.
Si prevede quindi una platea di dimensioni circa 12.50x13.00 m spessa 40 cm.

2.8 BASAMENTO LOCALE QUADRI ELETTRICI

Per il locale quadri elettrici è previsto l'impiego di una struttura in calcestruzzo prefabbricata di dimensioni in pianta circa 10.0 x 2.50 m. La presente relazione fa riferimento alla sola struttura di fondazione, calcolata a partire dalle azioni esercitate dalla struttura in elevazione.
E' prevista la realizzazione di una platea di dimensioni 10.40 x 2.90 m, spessa 20 cm.

2.9 BACINO DI CONTENIMENTO SERBATOI

Il bacino di contenimento dei serbatoi è una vasca in c.a. gettato in opera, con forma in pianta rettangolare di dimensioni esterne 10.40 x 4.40 m ed altezza interna di 1.65 m.

Le fondazioni sono di tipo diretto con platea di 30 cm di spessore.

Per ulteriori dettagli si vedano gli elaborati grafici di progetto.

2.10 PIPE-RACK

Il pipe rack per l'appoggio della nuova canalizzazione dell'aria di alimentazione del biofiltro, è costituito da una struttura metallica di lunghezza pari a circa 52 m, altezza pari a 6 m e larghezza pari a circa 1.9 m.

I telai principali, posti ad interasse di 3 m, sono costituiti da colonne in acciaio in profilo HEA140 e trave HEA140 su cui poggia la canalizzazione. Una trave HEA100, posta a distanza intermedia tra due telai successivi, fornisce un ulteriore appoggio alla tubazione.

In direzione longitudinale la struttura risulta controventata con profili UPN100.

Per ulteriori dettagli si vedano gli elaborati grafici di progetto.

3 MATERIALI E DOSATURE

3.1 CALCESTRUZZO

Il calcestruzzo può essere preconfezionato in centrale di betonaggio o impastato in cantiere con inerti di caratteristiche meccaniche appropriate, granulometria e rapporto acqua-cemento controllati.

Gli impasti devono essere preparati e trasportati in modo da escludere pericoli di segregazione dei componenti e di prematuro inizio della presa al momento del getto.

I componenti dovranno soddisfare i seguenti requisiti normativi:

Leganti	-	L. 26/05/1965 n. 595
	-	Norme serie EN 197 armonizzata
Aggregati	-	UNI EN 12620 armonizzata
	-	UNI EN 13055-1 armonizzata
	-	UNI 8520-1 : 2005
	-	UNI 8520-2: 2005
Aggiunte	-	EN 450-1
	-	UNI EN 206-1 :2006
	-	UNI 11104:2004
Additivi	-	EN 934-2 armonizzata
Acqua di impasto	-	UNI EN 1008: 2003

Le miscele di calcestruzzo da utilizzare nel confezionamento degli elementi saranno progettate in funzione della resistenza caratteristica richiesta, della carpenteria, delle armature e del tipo di getto.

CALCESTRUZZO TIPO 1

CALCESTRUZZO IMPIEGATO PER FONDAZIONI AVANCORPO LATO EST, FONDAZIONI AVANCORPO LATO OVEST, FONDAZIONI BIOCELLE, FONDAZIONI MATURAZIONE PRIMARIA, FONDAZIONI SCRUBBER, FONDAZIONI LOCALE QE

Classe di resistenza	C25/30 (R_{ck} = 30 N/mm^2)
Classe di esposizione (UNI EN 206-1)	XC2

Classe di consistenza	S4
Rapporto acqua – cemento (a/c)	0.60
Contenuto minimo di cemento	280 kg/m^3
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 25$ N/mm^2
Resistenza media a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33$ N/mm^2
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.56$ N/mm^2
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.80$ N/mm^2
Fattore parz. Di sicurezza resistenza	$\gamma_c = 1.5$
Coeff. Riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} = 0.85$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 14.17$ N/mm^2
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = 1.20$ N/mm^2
Modulo di elasticità	$E_{cm} = 22000 \left[\frac{f_{cm}}{10}\right]^{0.3} = 31476$ N/mm^2

CALCESTRUZZO TIPO 2

CALCESTRUZZO PER STRUTTURE DI FONDAZIONE ED IN ELEVAZIONE GETTATE IN OPERA A CONTATTO CON RIFIUTI, PERCOLATO E LIQUAMI; IMPIEGATO PER BAGGIOLI AVANCORPO LATO EST, BAGGIOLI AVANCORPO LATO OVEST, PARETI E COPERTURA BIOCELLE, PARETI MATURAZIONE PRIMARIA, MURO COMPARTO RICEZIONE E MISCELAZIONE A "L", MURO COMPARTO MATURAZIONE SECONDARIA, MURO DI SEPARAZIONE BIOFILTRO, BACINO DI CONTENIMENTO SERBATOI

Classe di resistenza	C35/45 ($R_{ck} = 45$ N/mm^2)
Classe di esposizione (UNI EN 206-1)	XA3
Classe di consistenza	S4
Rapporto acqua – cemento (a/c)	0.45
Contenuto minimo di cemento	360 kg/m^3
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 37$ N/mm^2
Resistenza media a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 45$ N/mm^2
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.35$ N/mm^2

Resistenza caratteristica a trazione semplice $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.34\ N/mm^2$

Fattore parz. Di sicurezza resistenza $\gamma_c = 1.5$

Coeff. Riduttivo per resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 0.85$

Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 21.16\ N/mm^2$

Resistenza di calcolo a trazione $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = 1.56\ N/mm^2$

Modulo di elasticità $E_{cm} = 22000 \left[\frac{f_{cm}}{10}\right]^{0.3} = 34545\ N/mm^2$

3.1.1 Copriferri

Con riferimento al §4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato in Tabella C4.1.IV, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.IV delle NTC. I valori sono espressi in mm e sono distinti in funzione dell'armatura, barre da c.a. o cavi aderenti da c.a.p. (fili, trecce e trefoli), e del tipo di elemento, a piastra (solette, pareti,…) o monodimensionale (travi, pilastri,…).

A tali valori di tabella vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm o minore, secondo indicazioni di norme di comprovata validità.

Tabella C4.1.IV *Copriferri minimi in mm*

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_o	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Per le strutture in esame sono previsti i seguenti valori di copriferro per ciascuna tipologia di calcestruzzo impiegato:

<u>CALCESTRUZZO TIPO 1</u>

Ambiente ordinario-barre da c.a. elementi a piastra - $C_{min}<C<C_0$ - copriferro minimo: 20+10 mm = 30 mm

Ambiente ordinario-barre da c.a. altri elementi - $C_{min}<C<C_0$ - copriferro minimo: 25+10 mm = 35 mm

Si adotta un copriferro netto di progetto che rispetta entrambi i limiti sopra determinati e pari a:

Copriferro netto di progetto strutture di fondazione gettate in opera generali = 50 mm

CALCESTRUZZO TIPO 2

Ambiente molto aggressivo-barre da c.a. elementi a piastra -$C_{min}<C<C_0$ - copriferro minimo: 40+10 mm = 50 mm

Ambiente molto aggressivo-barre da c.a. altri elementi -$C_{min}<C<C_0$ - copriferro minimo: 45+10 mm = 55 mm

Copriferro netto strutture di fondazione e in elevazione a contatto con rifiuti, percolato e liquami = 50 mm (elementi a piastra)

3.2 ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO

Si prevede l'impiego di acciaio del tipo B450C saldabile controllato in stabilimento.

L'accertamento delle proprietà meccaniche dovrà essere conforme alle seguenti normative sull'acciaio: EN 10002/1° (marzo 1990) - UNI 564 (febbraio 1960) - UNI 6407 (marzo 1969).

Acciaio	B450C
Tensione di rottura nominale	$f_{tk} = 540$ N/mm^2
Tensione di snervamento nominale	$f_{yk} = 450$ N/mm^2
Allungamento a rottura caratteristico	$(A_{gt})_k \geq 7.5$ %
Coefficiente parziale di sicurezza:	$\phi_s = 1.15$
Tensione di snervamento di calcolo:	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 391$ N/mm^2

Le caratteristiche degli acciai impiegati saranno comprovate mediante prove su campioni da prelevare in cantiere in fase di esecuzione dell'opera con le modalità prescritte nel D.M. 14.01.08.

3.3 ACCIAIO DA CARPENTERIA – BULLONI E SALDATURE

Per le carpenterie metalliche si prevede l'impiego di acciaio laminato a caldo del tipo S275.

L'accertamento delle proprietà meccaniche dovrà essere conforme alle seguenti normative sull'acciaio: UNI EN 10025 armonizzata, UNI EN 10210, UNI EN 10219-1.

Le tolleranze di fabbricazione devono rispettare i limiti previsti dalla EN 1090.

ACCIAIO S275 J0

Tipo di acciaio	S 275
Fattori parziali sicurezza	
Resistenza sezioni Classe 1-2-3-4:	$\gamma_{M0} = 1.05$
Resistenza instabilità membrature:	$\gamma_{M1} = 1.05$
Resistenza frattura sezioni tese (forate):	$\gamma_{M2} = 1.25$
Tensione di rottura caratteristica (t ≤ 40 mm)	$f_{tk} = 430\ N/mm^2$
Tensione di snervamento caratteristica (t ≤ 40 mm)	$f_{yk} = 275\ N/mm^2$
Tensione di rottura caratteristica (t > 40 mm)	$f_{tk} = 410\ N/mm^2$
Tensione di snervamento caratteristica (t > 40 mm)	$f_{yk} = 255\ N/mm^2$
bulloni	classe 8.8(UNI EN ISO 4016)
dadi	classe 8 (UNI EN ISO 4016)
saldature per spessori ≤ 30 mm	elettrodi E44 di classe 2,3,4;
saldature per spessori > 30 mm	elettrodi E44 di classe 4B
saldature per strutture a temperature di eserc.< a 0° C	elettrodi di classe 4B

Le caratteristiche degli acciai impiegati saranno comprovate mediante prove su campioni da prelevare in cantiere in fase di esecuzione dell'opera con le modalità prescritte nel D.M. 17.01.18.

Per i valori nominali delle proprietà del materiale possono utilizzarsi i seguenti valori:

Modulo elastico:	$E = 210000\ N/mm^2$
coefficiente di Poisson:	$\upsilon = 0,3$
modulo di elasticità trasversale:	$G = \frac{E}{2 \cdot (1+\upsilon)} = 80769\ N/mm^2$
coefficiente d'espansione termica lineare per C°-1 (per T fino a 100°):	$\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$
densità materiale:	$\rho = 7850\ kg/m^3$

4 CRITERI E METODI DI ANALISI DELLE STRUTTURE

Le strutture in progetto vengono analizzate mediante modellazione ad elementi finiti e le verifiche degli elementi sono riportate nell'apposito fascicolo dei calcoli.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare i diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

Tutti i parametri che definiscono tale caratterizzazione dipendono dalla probabilità di superamento PVR dell'evento sismico nel periodo di riferimento VR.

Per il progetto in essere, in accordo con la committenza, sono stati scelti i seguenti valori dei parametri di progetto relativi alla tipologia e all'uso a cui le strutture sono destinate:

Ubicazione sito

Latitudine: 40.944493°

Longitudine: 14.579694°

Vita nominale V_N = 50 anni

Classe d'uso II (coefficiente d'uso C_U = 1)

Periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1 = 50$ anni

Gli stati limite rispetto ai quali effettuare le verifiche sono:

STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

SLO – Stato limite di operatività

SLD – Stato limite di danno

STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

SLV – Stato limite di salvaguardia della vita

SLC – Stato limite di collasso

Per gli scopi progettuali l'azione sismica viene definita mediante forme spettrali dipendenti da tre parametri a loro volta funzione della localizzazione geografica del sito e del periodo di ritorno considerato:

a_g – Accelerazione massima orizzontale al sito

F_0 – Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

T^*_C – Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Nel caso in esame, per un periodo di ritorno pari a 475 anni (relativo allo stato SLV) risulta:

a_g = 0.1865 g

F_0 = 2.378

T^*_C = 0.360 s

Come descritto nella Relazione geotecnica, dal punto di vista sismico il suolo di fondazione è classificabile come di tipo "B".

L'amplificazione stratigrafica è descritta mediante il coefficiente S_S che assume il seguente valore:

S_S = 1.2

Il coefficiente di amplificazione topografica è pari a S_T = 1 poiché la struttura è collocata nel contesto della categoria T1 (superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con pendenza < 15%).

Pertanto risulta:

$S = S_S \times S_T = 1.2 \times 1 = 1.2$

Le strutture vengono calcolate come non dissipative impiegando pertanto come spettro di risposta quello elastico definito dai parametri precedentemente riportati, abbattuto di un fattore di comportamento q_{ND}, ridotto rispetto al valore minimo relativo alla CD"B" (Tab. 7.3.II) secondo l'espressione:

$$1 \le q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD"B"} \le 1{,}5$$

Per tale motivo tutte le membrature e i nodi sono stati verificati senza rispettare i controlli di duttilità, come consentito dalla norma NTC18 al par.7.5.

Il fattore di comportamento adottato per ciascuna struttura in oggetto, è specificato nei tabulati di calcolo.

Per le strutture in acciaio controventate è stata condotta un'analisi non lineare, così da considerare correttamente entrambe le aste dei controventi.

5 ANALISI DEI CARICHI

5.1 AVANCORPO LATO EST

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Pannello di copertura ..... 0.11 kN/m^2

Muro in blocchi di calcestruzzo cellulare ..... 4.13 kN/m

Nastro trasportatore rifiuti ..... 3.00 kN/m

(Il carico del nastro è stato desunto da un modello commerciale di caratteristiche assimilabili a quelle in progetto)

CARICHI VARIABILI

Coperture accessibili per sola manutenzione ..... 0.50 kN/m^2

Carico permanente non strutturale totale G_{2k} 0.50 kN/m^2

AZIONE TEMPERATURA

Per gli effetti della temperatura, in linea con quanto previsto dalle norme tecniche, sono state considerate le seguenti variazioni termiche:

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	± 15 °C
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	± 10 °C
Strutture in acciaio esposte	± 25 °C
Strutture in acciaio protette	± 15 °C

CARICO VENTO

AZIONE DEL VENTO PAR. 3.3 NTC18

DEFINIZIONE DEI DATI

zona:

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

Classe di rugosità del terreno:

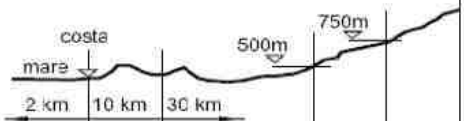
B) Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive. Lago (con larghezza pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa)

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

Nelle fasce entro i 40km dalla costa delle zone 1,2,3,4,5 e 6 la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

a_s (altitudine sul livello del mare della costruzione):	138	[m]
Distanza dalla costa	35	[km]
T_R (Tempo di ritorno):	50	[anni]
Categoria di esposizione	IV	

ZONE 1,2,3,4,5

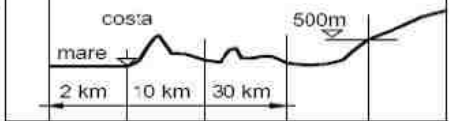


A	- -	IV	IV	V	V	V
B	- -	III	III	IV	IV	IV
C	- -	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5

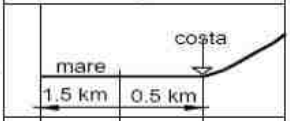
** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

ZONA 6



A	- -	III	IV	V	V
B	- -	II	III	IV	IV
C	- -	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

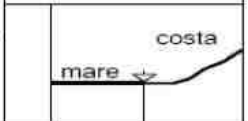
ZONE 7,8



A	- -	- -	IV
B	- -	- -	IV
C	- -	- -	III
D	I	II	*

* Categoria II in zona 8
Categoria III in zona 7

ZONA 9



A	- -	I
B	- -	I
C	- -	I
D	I	I

Altezza del colmo della copertura, rispetto al suolo e inclinazione della falda sopravento

E' consigliabile calcolare la pressione del vento per ogni facciata del fabbricato modificando i parametri per ogni caso. Nel caso di studio su prospetto di timpano, la valutazione della pressione del vento si conduce come se la copertura fosse piana e la parete alta fino alla linea di colmo. Nel caso di coperture a padiglione, la valutazione delle pressioni si esegue su ogni facciata del fabbricato utilizzando di volta in volta l'angolo della falda investito dal vento. Nel caso di coperture curve, si deve inserire l'angolo della retta tangente al bordo della copertura, in sostanza l'angolo di attacco della copertura. (per cupole a tutto sesto l'angolo è di 90°, per cupole a sesto ribassato è minore di 90°). Nel caso di studio su prospetto piano l'analisi si conduce come su prospetto di timpano. Si osserva che oltre alle pressioni andrebbe considerata anche la forza tangenziale esercitata dal vento sul fabbricato. Generalmente essa si trascura, è necessaria modellarla solo per grandi coperture piane ad esempio: coperture di grandi capannoni industriali. Il foglio di calcolo è utilizzabile per fabbricati a base rettangolare.

La copertura è curva: **no**

H di colmo **8.40 m**

Direzione del vento→

7.60 m H di gronda

*Vale sia per le falde che per le cupole (a base rettangolare)

CALCOLO VELOCITA' DI RIFERIMENTO DEL VENTO §3.3.2.

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	ks	C_a
3	27	500	0.37	1.000

$v_b = v_{b,0} * ca$

ca =1 per as ≤ a0

ca = 1 + ks (as/a0 - 1) per $a_0 < a_s \leq 1500$ m

v_b (velocità base di riferimento) 27.00 m/s

$v_r = v_b * cr$

Cr coefficiente di ritorno 1.00

v_r (velocità di riferimento) 27.02 m/s

PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO §3.3.6.

q_r (pressione cinetica di riferimento [N/mq])

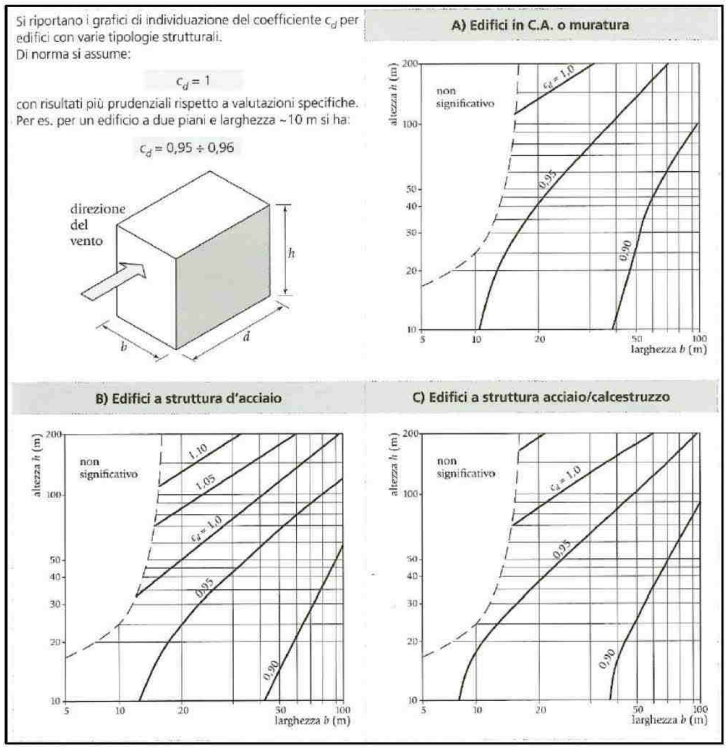
$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2$ (ρ = 1,25 kg/m³)

Pressione cinetica di riferimento qr 456.29 [N/m²]

CALCOLO DEI COEFFICIENTI

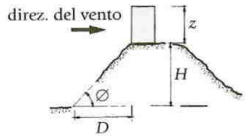
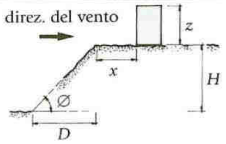
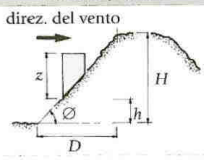
Coefficiente dinamico [§3.3.8] c_d **1.00**

Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.



Coefficiente Topografico (Orografico)

Il coefficiente topografico si assume di norma uguale ad 1, sia per zone pianeggianti, ondulate, collinose e montane. Nel caso di costruzioni che sorgono presso la sommità di colline o pendii isolati si procede nel modo seguente:

1	2	3
Costruzioni ubicate sulla cresta di una collina	Costruzioni ubicate sul livello superiore	Costruzioni ubicate su di un pendio
		
$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma$	$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \cdot \left(1 - 0,1 \cdot \frac{x}{H}\right) \geq 1$	$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \cdot \frac{h}{H}$

Coefficiente β				Coefficiente γ			
per:	$\frac{z}{H} \leq 0,75$	$0,75 \leq \frac{z}{H} \leq 2$	$\frac{z}{H} \geq 2$	per:	$\frac{H}{D} \leq 0,10$	$0,10 < \frac{H}{D} \leq 0,30$	$\frac{H}{D} > 0,3$
β	$\beta = 0,5$	$\beta = 0,8 - 0,4 \cdot \frac{z}{H}$	$\beta = 0$	γ	$\gamma = 0$	$\gamma = 5\left(\frac{H}{D} - 0,10\right)$	$\gamma = 1$

Caso selezionato: Condizione non isolata

Il coefficiente topografico vale: c_t **1.00**

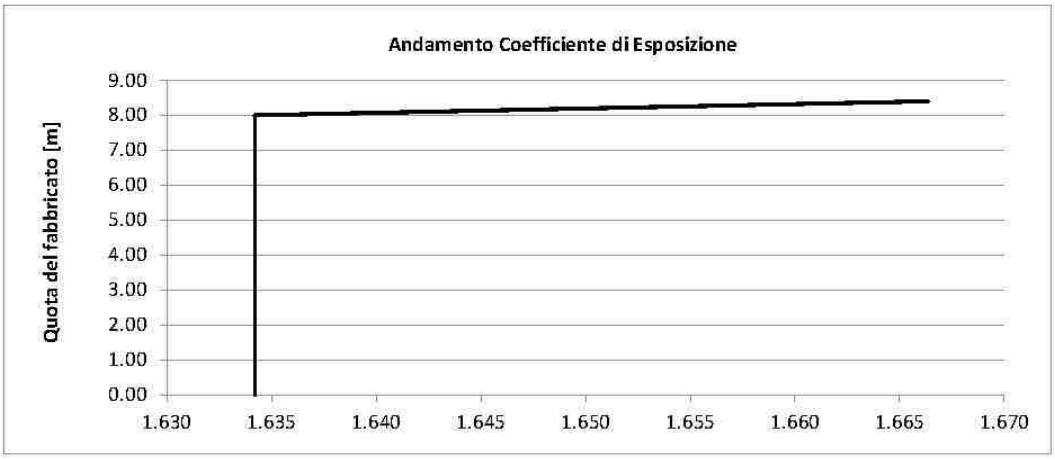
Coefficiente di esposizione [§3.3.7]

Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito (e quindi dalla classe di rugosità del terreno) ove sorge la costruzione; per altezze non maggiori di z=200m valgono le seguenti espressioni

$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0)\,[7+c_t \cdot \ln(z/z_0)]$ per $z \geq z_{min}$
$c_e(z) = c_e(z_{min})$ per $z < z_{min}$

k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
0.22	0.30	8.00

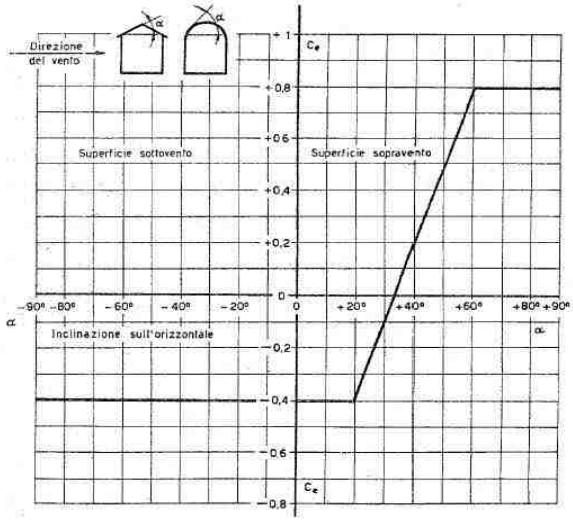
Coefficiente di esposizione minimo	$c_{e,min}$	**1.63**	z < 8.00
Coefficiente di esposizione alla gronda	$c_{e,gronda}$	**1.63**	z = 7.60
Coefficiente di esposizione al colmo	$c_{e,colmo}$	**1.67**	z = 8.40



Coefficiente di forma

Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate, curve

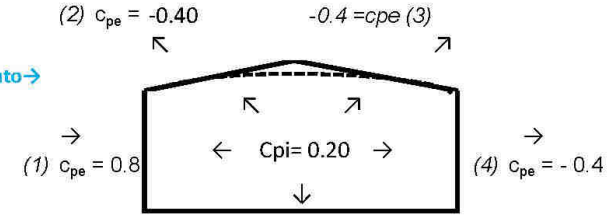
E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.



Costruzioni che hanno (o possono avere) una parete con aperture di superficie minore di 1/3 di quella totale (caso tipico di civile abitazione)

Configurazione più svantaggiosa

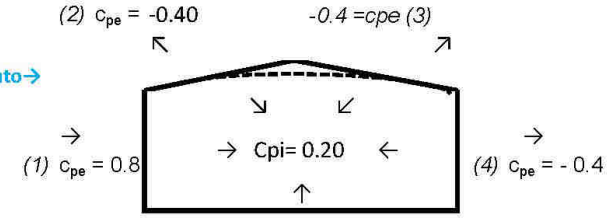
	c_p
(1) parete sopravento	0.60
(2) copertura sopravento	-0.60
(3) copertura sottovento	-0.60
(4) parete sottovento	-0.60



Configurazione A

Configurazione B

	c_p
(1) parete sopravento	1.00
(2) copertura sopravento	-0.20
(3) copertura sottovento	-0.20
(4) parete sottovento	-0.20



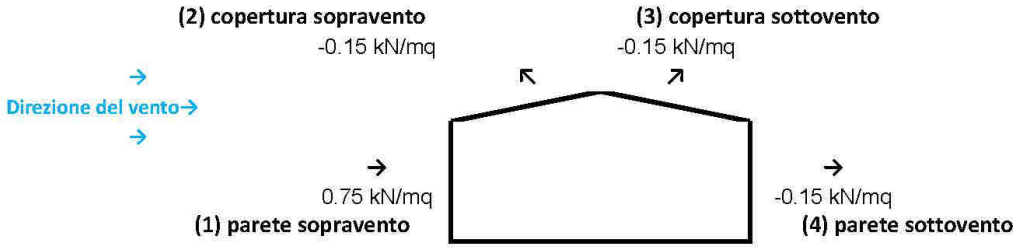
Configurazione B

PRESSIONI DEL VENTO

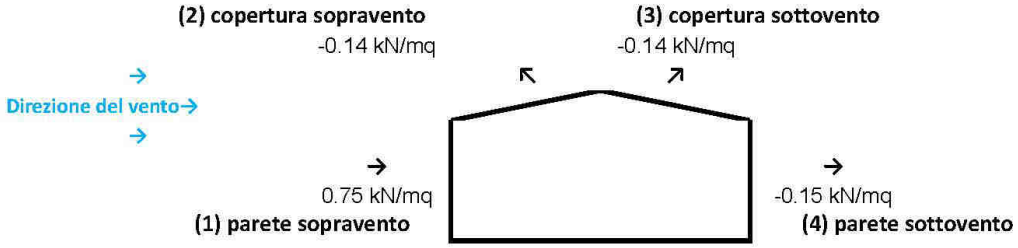
Combinazione più sfavorevole per pareti e copertura:

Valori massimi della pressione per ogni elemento
p (pressione del vento) = $q_r \cdot c_d \cdot c_t \cdot c_e \cdot c_p$
c_d (coefficiente dinamico) c_t (coefficiente topografico) c_e (coefficiente di esposizione)
c_p (coefficiente di forma)

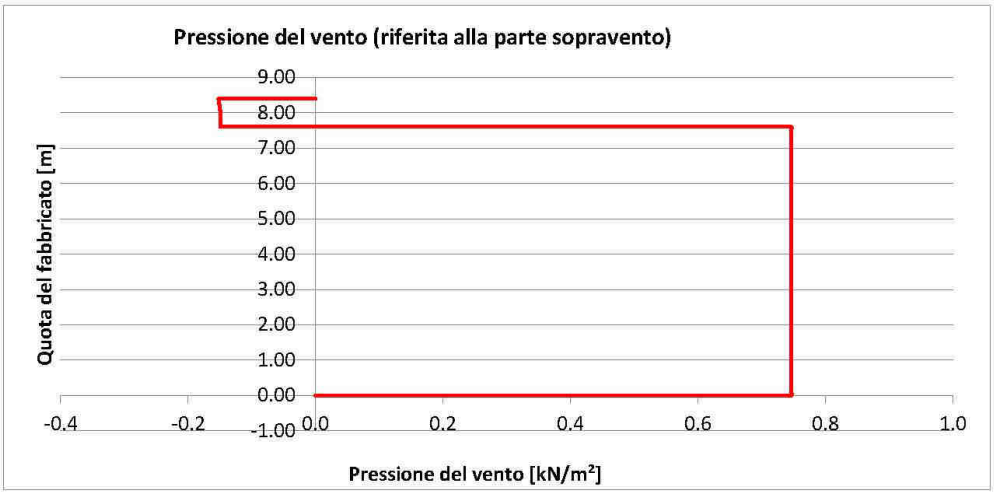
	p [kN/m²]	c_d	c_t	c_e	c_p	P [kN/m²]
(1) par. sopravent.	0.456	1.00	1.00	1.634	1.00	**0.75**
(2) cop. sopravent.	0.456	1.00	1.00	1.666	-0.20	**-0.15**
(3) cop. Sottovent.	0.456	1.00	1.00	1.666	-0.20	**-0.15**
(4) par. sottovent.	0.456	1.00	1.00	1.634	-0.20	**-0.15**

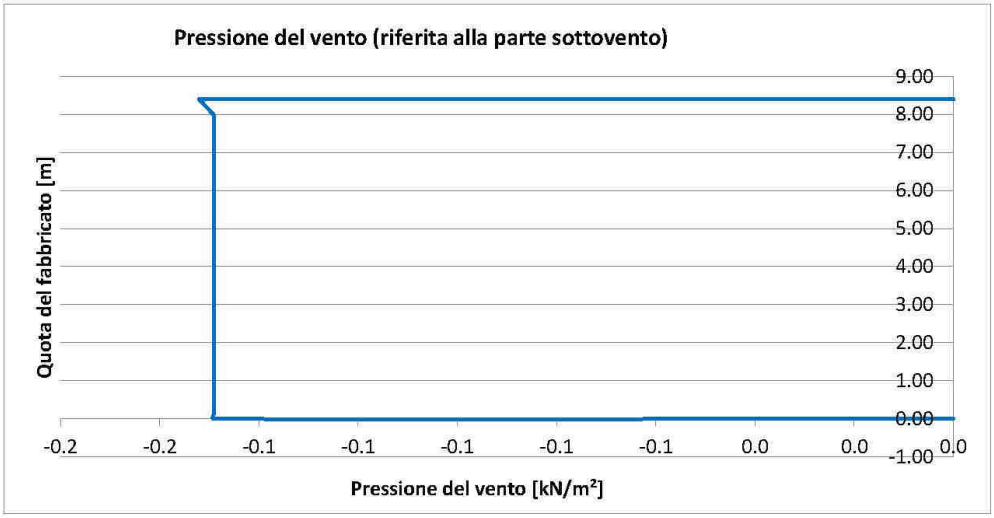


Valori medi della pressione per ogni elemento (da utilizzare per caricare il modello FEM)



Andamento delle pressioni più svataggiose





PRESSIONI DEL VENTO IN DIREZIONE TANGENZIALE [§3.3.5]

Tipo di superficie:	Scabra

Pressione tangenziale del vento qtan **15.21** **[N/m²]**

*Si applica solitamente alle superfici piane di grande estensione

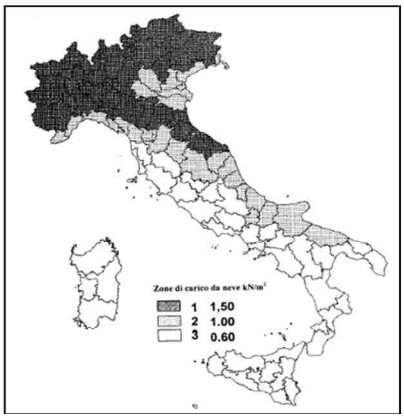
CARICO NEVE

MACROZONAZIONE

Regione geografica

Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia Tempio, Oristano

Zona	III		
a_s=	138.21	m	Altitudine sul livello del mare
q_{sk} =	0.60	kN/m^2	Carico neve al suolo (T_R=50 anni)



Proprietà della costruzione

II - Costruzione ordinaria

T_R =	50	anni	Periodo di ritorno del fenomeno
V=	0.4		Coeff. di variaz. del carico neve max annuale
c_R =	1.000		Coefficiente periodo di ritorno
$q_{ref}(T_R)$=	0.60	kN/m^2	Carico neve al suolo per T_R scelto

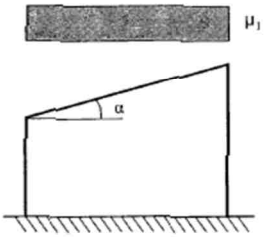
MICROZONAZIONE

Coefficiente di esposizione

Aree in cui non è presente una signif. rimoz. di neve sulla costr. prodotta dal vento, a causa del terreno, altre cost

	NORMALE	Classe di topografia
C_E =	1	Coefficiente di esposizione
C_t =	1	Coefficiente termico (assunto unitario in assenza di uno specifico studio)

Copertura ad una falda



α=	6	°	Angolo inclin. falda
μ_1=	0.8		Coefficiente di forma
$q(\mu_1)$=	0.48	kN/m^2	Carico neve (μ_1)

5.2 AVANCORPO LATO OVEST

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Pannello di copertura ..... 0.11 kN/m^2

Muro in blocchi di calcestruzzo cellulare ..... 4.13 kN/m

CARICHI VARIABILI

Coperture accessibili per sola manutenzione ..... 0.50 kN/m^2

Carico permanente non strutturale totale G_{2k} 0.50 kN/m^2

AZIONE TEMPERATURA

Per gli effetti della temperatura, in linea con quanto previsto dalle norme tecniche, sono state considerate le seguenti variazioni termiche:

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	± 15 °C
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	± 10 °C
Strutture in acciaio esposte	± 25 °C
Strutture in acciaio protette	± 15 °C

CARICO VENTO

AZIONE DEL VENTO PAR. 3.3 NTC18

DEFINIZIONE DEI DATI

zona:

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

Classe di rugosità del terreno:

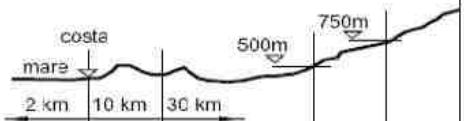
B) Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive. Lago (con larghezza pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa)

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

Nelle fasce entro i 40km dalla costa delle zone 1,2,3,4,5 e 6 la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

a_s (altitudine sul livello del mare della costruzione):	138	[m]
Distanza dalla costa	35	[km]
T_R (Tempo di ritorno):	50	[anni]
Categoria di esposizione	IV	

ZONE 1,2,3,4,5

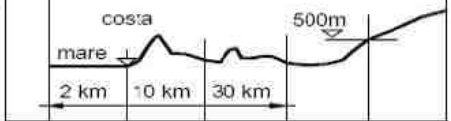


A	- -	IV	IV	V	V	V
B	- -	III	III	IV	IV	IV
C	- -	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5

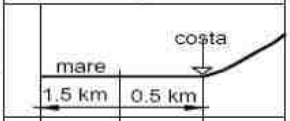
** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

ZONA 6



A	- -	III	IV	V	V
B	- -	II	III	IV	IV
C	- -	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

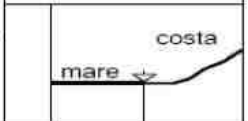
ZONE 7,8



A	- -	- -	IV
B	- -	- -	IV
C	- -	- -	III
D	I	II	*

* Categoria II in zona 8
Categoria III in zona 7

ZONA 9



A	- -	I
B	- -	I
C	- -	I
D	I	I

Altezza del colmo della copertura, rispetto al suolo e inclinazione della falda sopravento

E' consigliabile calcolare la pressione del vento per ogni facciata del fabbricato modificando i parametri per ogni caso. Nel caso di studio su prospetto di timpano, la valutazione della pressione del vento si conduce come se la copertura fosse piana e la parete alta fino alla linea di colmo. Nel caso di coperture a padiglione, la valutazione delle pressioni si esegue su ogni facciata del fabbricato utilizzando di volta in volta l'angolo della falda investito dal vento. Nel caso di coperture curve, si deve inserire l'angolo della retta tangente al bordo della copertura, in sostanza l'angolo di attacco della copertura. (per cupole a tutto sesto l'angolo è di 90°, per cupole a sesto ribassato è minore di 90°). Nel caso di studio su prospetto piano l'analisi si conduce come su prospetto di timpano. Si osserva che oltre alle pressioni andrebbe considerata anche la forza tangenziale esercitata dal vento sul fabbricato. Generalmente essa si trascura, è necessaria modellarla solo per grandi coperture piane ad esempio: coperture di grandi capannoni industriali. Il foglio di calcolo è utilizzabile per fabbricati a base rettangolare.

La copertura è curva: **no**

H di colmo **8.40 m**

Direzione del vento→

7.60 m H di gronda

*Vale sia per le falde che per le cupole (a base rettangolare)

CALCOLO VELOCITA' DI RIFERIMENTO DEL VENTO §3.3.2.

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	ks	C_a
3	27	500	0.37	1.000

$v_b = v_{b,0} * ca$

ca =1 per as ≤ a0

ca = 1 + ks (as/a0 - 1) per $a_0 < a_s \leq 1500$ m

v_b (velocità base di riferimento) 27.00 m/s

$v_r = v_b * cr$

Cr coefficiente di ritorno 1.00

v_r (velocità di riferimento) 27.02 m/s

PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO §3.3.6.

q_r (pressione cinetica di riferimento [N/mq])

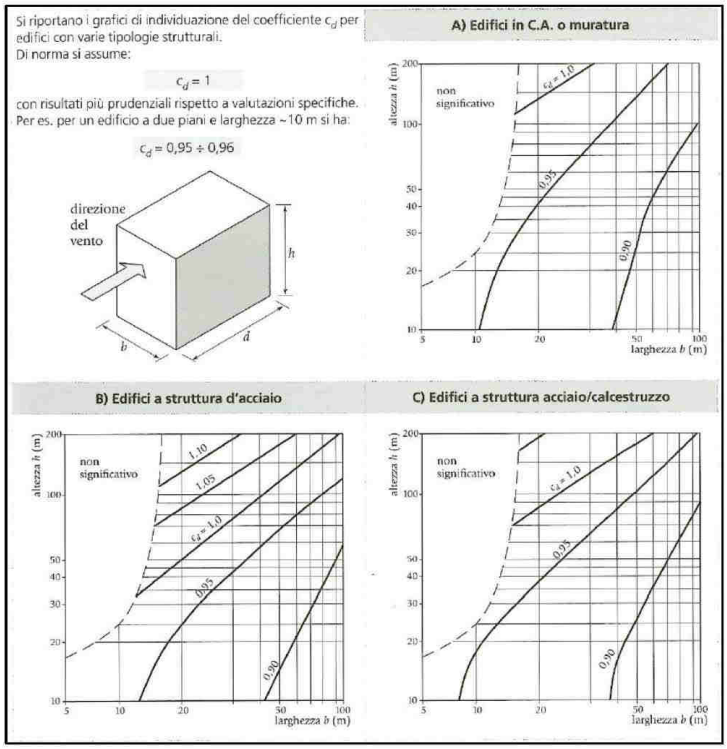
$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2$ (ρ = 1,25 kg/m³)

Pressione cinetica di riferimento qr 456.29 [N/m²]

CALCOLO DEI COEFFICIENTI

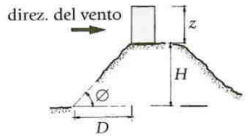
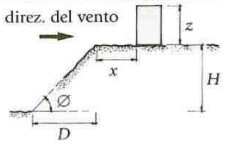
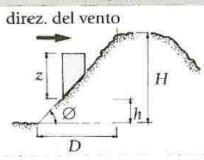
Coefficiente dinamico [§3.3.8] c_d **1.00**

Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.



Coefficiente Topografico (Orografico)

Il coefficiente topografico si assume di norma uguale ad 1, sia per zone pianeggianti, ondulate, collinose e montane. Nel caso di costruzioni che sorgono presso la sommità di colline o pendii isolati si procede nel modo seguente:

1	2	3
Costruzioni ubicate sulla cresta di una collina	Costruzioni ubicate sul livello superiore	Costruzioni ubicate su di un pendio
		
$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma$	$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \cdot \left(1 - 0,1 \cdot \frac{x}{H}\right) \geq 1$	$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \cdot \frac{h}{H}$

Coefficiente β				Coefficiente γ			
per:	$\frac{z}{H} \leq 0,75$	$0,75 \leq \frac{z}{H} \leq 2$	$\frac{z}{H} \geq 2$	per:	$\frac{H}{D} \leq 0,10$	$0,10 < \frac{H}{D} \leq 0,30$	$\frac{H}{D} > 0,3$
β	$\beta = 0,5$	$\beta = 0,8 - 0,4 \cdot \frac{z}{H}$	$\beta = 0$	γ	$\gamma = 0$	$\gamma = 5\left(\frac{H}{D} - 0,10\right)$	$\gamma = 1$

Caso selezionato: Condizione non isolata

Il coefficiente topografico vale: c_t **1.00**

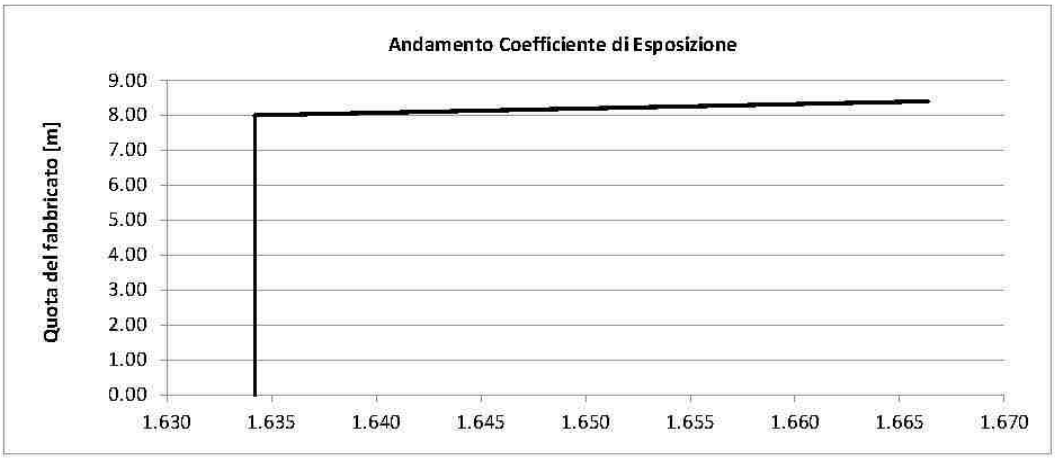
Coefficiente di esposizione [§3.3.7]

Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito (e quindi dalla classe di rugosità del terreno) ove sorge la costruzione; per altezze non maggiori di z=200m valgono le seguenti espressioni

$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0)\,[7+c_t \cdot \ln(z/z_0)]$ per $z \geq z_{min}$
$c_e(z) = c_e(z_{min})$ per $z < z_{min}$

k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
0.22	0.30	8.00

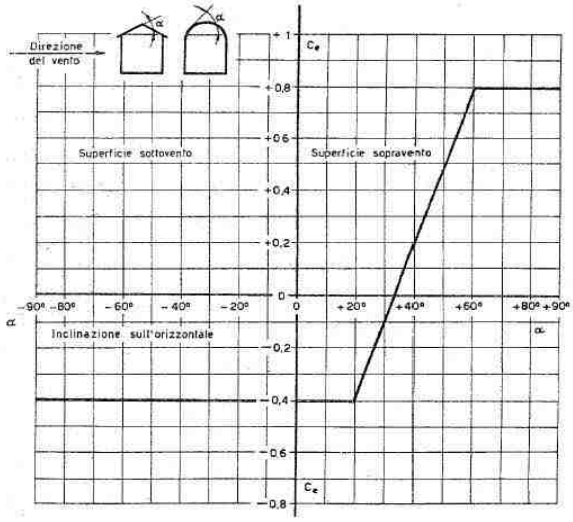
Coefficiente di esposizione minimo	$c_{e,min}$	**1.63**	z < 8.00
Coefficiente di esposizione alla gronda	$c_{e,gronda}$	**1.63**	z = 7.60
Coefficiente di esposizione al colmo	$c_{e,colmo}$	**1.67**	z = 8.40



Coefficiente di forma

Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate, curve

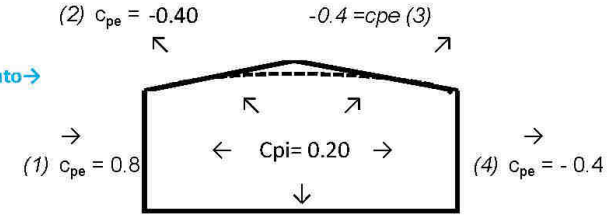
E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.



Costruzioni che hanno (o possono avere) una parete con aperture di superficie minore di 1/3 di quella totale (caso tipico di civile abitazione)

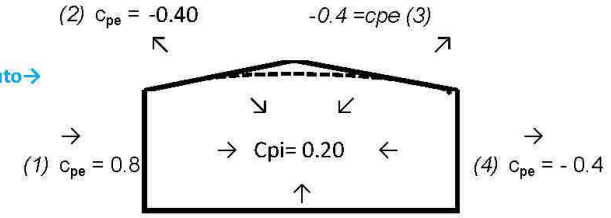
Configurazione più svantaggiosa — **Configurazione B**

	c_p
(1) parete sopravento	0.60
(2) copertura sopravento	-0.60
(3) copertura sottovento	-0.60
(4) parete sottovento	-0.60



Configurazione A

	c_p
(1) parete sopravento	1.00
(2) copertura sopravento	-0.20
(3) copertura sottovento	-0.20
(4) parete sottovento	-0.20



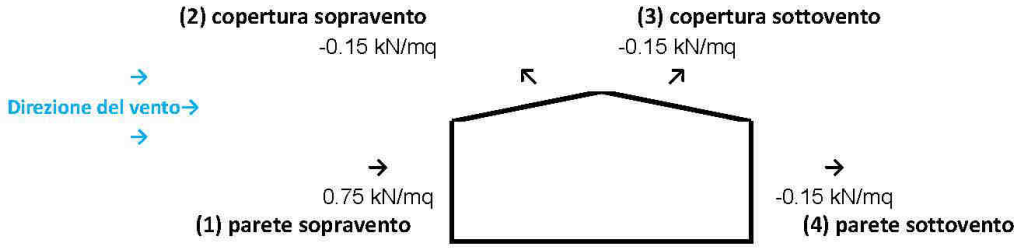
Configurazione B

PRESSIONI DEL VENTO

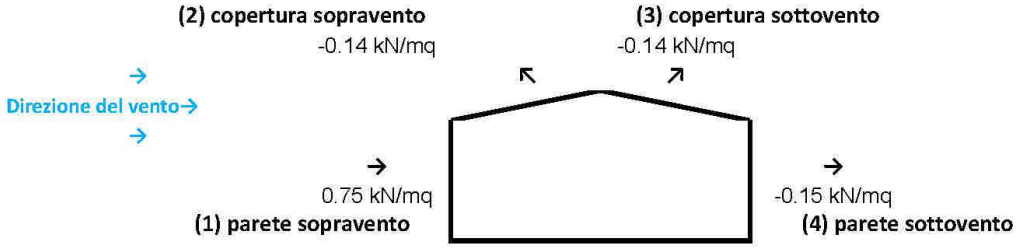
Combinazione più sfavorevole per pareti e copertura:

Valori massimi della pressione per ogni elemento
p (pressione del vento) = $q_r \cdot c_d \cdot c_t \cdot c_e \cdot c_p$
c_d (coefficiente dinamico) c_t (coefficiente topografico) c_e (coefficiente di esposizione)
c_p (coefficiente di forma)

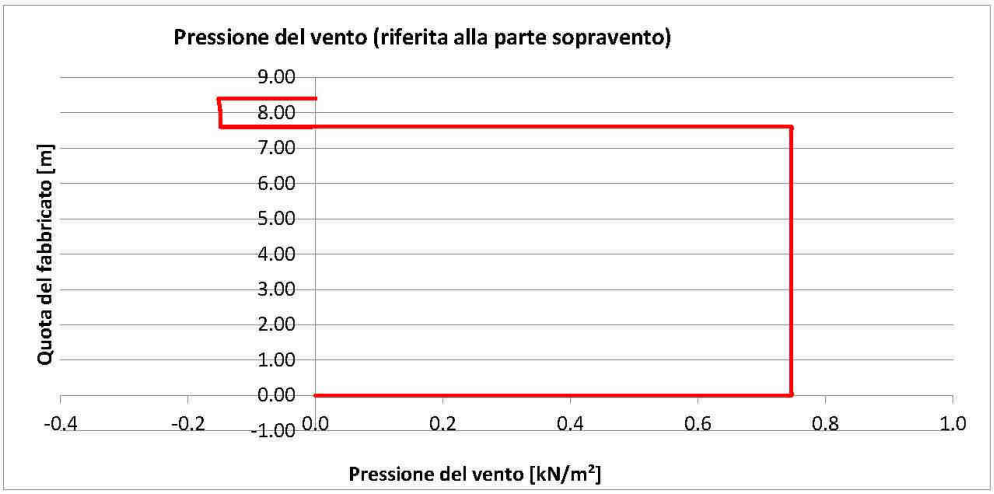
	p [kN/m²]	c_d	c_t	c_e	c_p	P [kN/m²]
(1) par. sopravent.	0.456	1.00	1.00	1.634	1.00	**0.75**
(2) cop. sopravent.	0.456	1.00	1.00	1.666	-0.20	**-0.15**
(3) cop. Sottovent.	0.456	1.00	1.00	1.666	-0.20	**-0.15**
(4) par. sottovent.	0.456	1.00	1.00	1.634	-0.20	**-0.15**

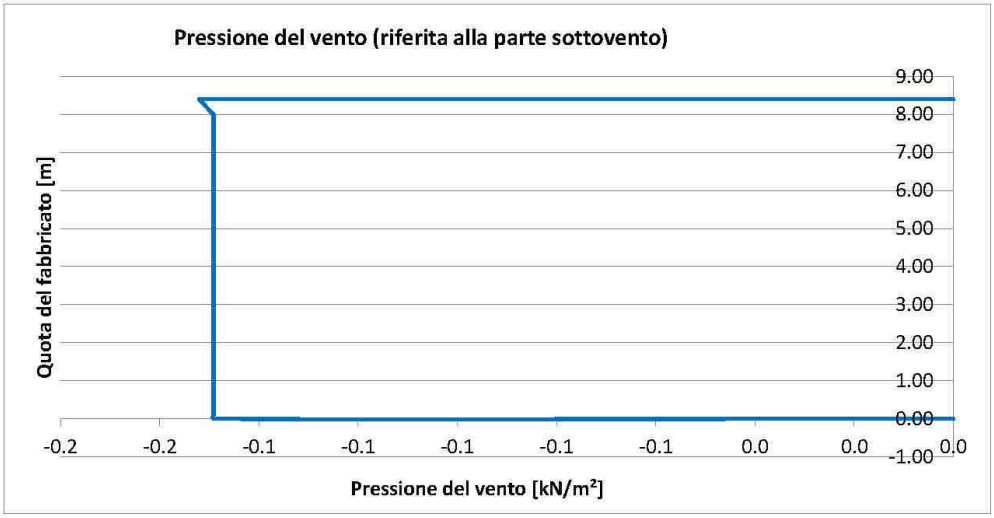


Valori medi della pressione per ogni elemento (da utilizzare per caricare il modello FEM)



Andamento delle pressioni più svataggiose





PRESSIONI DEL VENTO IN DIREZIONE TANGENZIALE [§3.3.5]

Tipo di superficie: Scabra

Pressione tangenziale del vento qtan **15.21** **[N/m²]**

*Si applica solitamente alle superfici piane di grande estensione

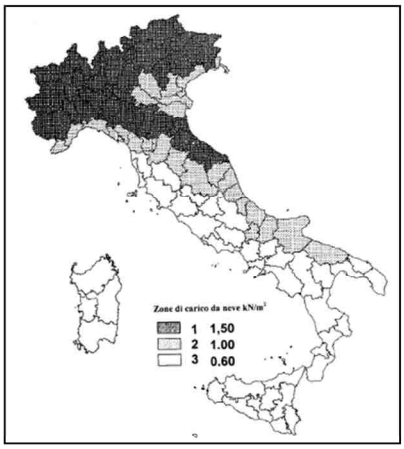
CARICO NEVE

MACROZONAZIONE

Regione geografica

Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia Tempio, Oristano

Zona	III		
a_s=	138.21	m	Altitudine sul livello del mare
q_{sk} =	0.60	kN/m^2	Carico neve al suolo (T_R=50 anni)



Proprietà della costruzione

II - Costruzione ordinaria

T_R =	50	anni	Periodo di ritorno del fenomeno
V=	0.4		Coeff. di variaz. del carico neve max annuale
c_R =	1.000		Coefficiente periodo di ritorno
$q_{ref}(T_R)$=	0.60	kN/m^2	Carico neve al suolo per T_R scelto

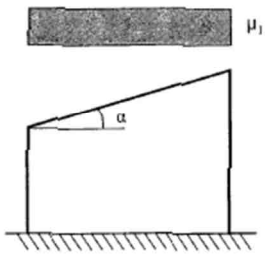
MICROZONAZIONE

Coefficiente di esposizione

Aree in cui non è presente una signif. rimoz. di neve sulla costr. prodotta dal vento, a causa del terreno, altre cost

	NORMALE	Classe di topografia
C_E =	1	Coefficiente di esposizione
C_t =	1	Coefficiente termico (assunto unitario in assenza di uno specifico studio)

Copertura ad una falda



α=	7	°	Angolo inclin. falda
μ_1=	0.8		Coefficiente di forma
q(μ_1)=	0.48	kN/m^2	Carico neve (μ_1)

5.3 BIOCELLE

SOLAIO DI COPERTURA IN C.A.

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Solaio tipo predalles (h=20 cm) ..... 3.15 kN/m^2

Carico permanente non strutturale totale G_{2k} 3.15 kN/m^2

CARICHI VARIABILI

Carico variabile esercizio ..... 1.00 kN/m^2

Carico variabile totale Q_{1k} 1.00 kN/m^2

PLATEA DI FONDAZIONE

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Peso rifiuti (peso specifico 6.00 kN/m^3 – H=2.90 m) ..... 17.00 kN/m^2

Biomoduli e soletta in c.a. ..... 1.00 kN/m^2

Carico permanente non strutturale totale G_{2k} 18.00 kN/m^2

CARICHI VARIABILI

Traffico veicoli carico rifiuti ..... 5.00 kN/m^2

Carico variabile totale Q_{1k} 5.00 kN/m^2

AZIONE DELLA TEMPERATURA

L'azione della temperatura all'interno delle biocelle è valutata secondo le specifiche fornite dal progettista degli impianti di compostaggio, secondo la Relazione tecnica dell'impianto, allegata al progetto esecutivo. Essa indica un valore di temperatura massima di esercizio di circa 55°, valore che dovrà però aumentare in modo da garantire il superamento dei 65°C per almeno tre giorni in modo da avere l'igienizzazione del prodotto finale così come imposto dalla normativa di settore dei fertilizzanti.

Pertanto nella progettazione si impiega una temperatura interna con valore massimo di 70°.

Tenendo conto degli spessori e delle stratigrafie delle pareti e degli elementi orizzontali, e considerando che la struttura è ubicata all'interno del capannone esistente, per il quale la temperatura

dell'aria T, può essere assunta pari a 20 °C (§3.5.3 NTC 2018), è stata calcolata la temperatura sulla superficie interna e sulla superficie esterna dei vari elementi.

In accordo con il D.M.17/01/2018 (par. 3.5.4), il campo di temperatura sulla superficie di un elemento strutturale, può essere descritto come differenza tra la temperatura media attuale T, e la temperatura iniziale alla data della costruzione, T_0, che in mancanza di determinazioni più precise, può essere assunta T_0=15 °C. Pertanto la variazione termica sulle superfici interna ed esterna degli elementi strutturali delle biocelle è valutata come segue:

$\Delta T_{sup,est} = T - T_0 = 20° - 15° = 5°$, variazione di temperatura sulla faccia esterna dell'elemento;

$\Delta T_{sup,int} = T - T_0 = 70° - 15° = 55°$, variazione di temperatura sulla faccia interna dell'elemento;

SPINTA DEI RIFIUTI SULLE PARETI

La spinta agente sulle pareti delle biocelle, di altezza pari a 2.90 m, viene calcolata considerando per i rifiuti all'interno delle stesse, le seguenti caratteristiche geomeccaniche:

$\gamma_k = 6.0$ kN/m^3 peso di volume caratteristico;

$\varphi'_k = 30°$ angolo di attrito caratteristico.

L'angolo di riposo del materiale è indicato nella Relazione tecnica di impianto, pari a 60°, tuttavia a vantaggio di sicurezza si impiega un valore ragionevolmente ridotto e pari a 30°.

Considerando che le strutture in esame non sono in grado di subire spostamenti sufficienti alla mobilitazione della spinta attiva, le azioni agenti sulle stesse verranno calcolate per mezzo del coefficiente di spinta in quiete.

L'azione dei rifiuti per unità di superficie può genericamente essere espressa, in funzione della profondità z dalla sommità dello stesso, come:

$p_t = k \times q + k \times \gamma \times z$, spinta litostatica dovuta ai rifiuti ed al sovraccarico (k assunto come coefficiente di spinta in quiete)

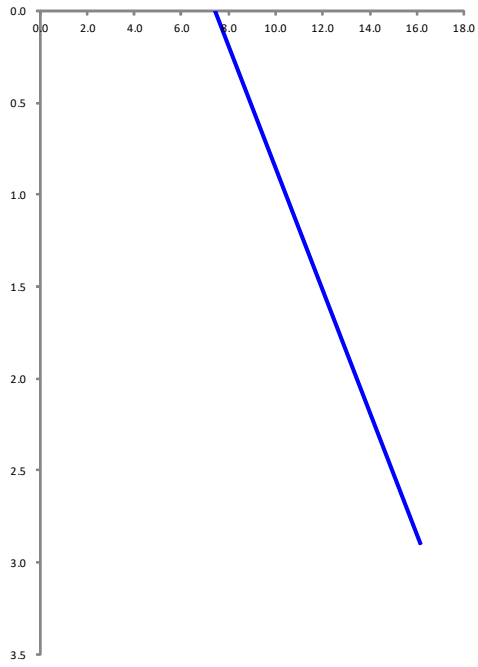
L'incremento sismico di spinta viene valutato, nel caso di movimenti relativi fra muro e rifiuto impediti, con l'espressione:

$p_e = \gamma \times a_{max} / g \times H$, incremento di pressione orizzontale del terreno dovuto al sisma.

I risultati e gli andamenti delle pressioni di progetto (comprensive dei fattori parziali di sicurezza), sia in condizioni statiche che sismiche, sono riportati nelle tabelle seguenti.

PRESSIONI DI PROGETTO CARATTERISTICHE

STRATO	z_{sup} / z_{inf} [m]	k_{hd} [-]	Tensione verticale litostatica σ_{vd} [kN/m²]	σ_{hd} Terreno [kN/m²]	σ_{hd} Sovraccarichi permanenti strutturali [kN/m²]	σ_{hd} Sovraccarichi permanenti non strutturali [kN/m²]	σ_{hd} Sovraccarichi variabili [kN/m²]	Pressione della forza d'inerzia agente sul paramento [kN/m²]	Pressione dell'incremento sismico di spinta [kN/m²]	Pressione incremento sismico spinta sovraccarichi permanenti strutturali [kN/m²]	Pressione incremento sismico spinta sovraccarichi permanenti non strutturali [kN/m²]	Pressione incremento sismico spinta sovraccarichi variabili [kN/m²]	**Pressione orizzontale totale di progetto $\sigma_{hd,tot}$ [kN/m²]**
1	0.00	0.50	0.0	0.00	0.00	0.00	1.25	1.68	4.43	0.00	0.00	0.08	**7.44**
	2.90		17.4	8.70	0.00	0.00	1.25	1.68	4.43	0.00	0.00	0.08	**16.14**
2	2.90	0.50	17.4	8.70	0.00	0.00	1.25	1.68	4.43	0.00	0.00	0.08	**16.14**
	2.90		17.4	8.70	0.00	0.00	1.25	1.68	4.43	0.00	0.00	0.08	**16.14**
3	2.90	0.50	17.4	8.70	0.00	0.00	1.25	1.68	4.43	0.00	0.00	0.08	**16.14**
	2.90		17.4	8.70	0.00	0.00	1.25	1.68	4.43	0.00	0.00	0.08	**16.14**
4	2.90	0.50	17.4	8.70	0.00	0.00	1.25	1.68	4.43	0.00	0.00	0.08	**16.14**
	2.90		17.4	8.70	0.00	0.00	1.25	1.68	4.43	0.00	0.00	0.08	**16.14**
5	2.90	0.50	17.4	8.70	0.00	0.00	1.25	1.68	4.43	0.00	0.00	0.08	**16.14**
	2.90		17.4	8.70	0.00	0.00	1.25	1.68	4.43	0.00	0.00	0.08	**16.14**
6	2.90	0.50	17.4	8.70	0.00	0.00	1.25	1.68	4.43	0.00	0.00	0.08	**16.14**
	2.90		17.4	8.70	0.00	0.00	1.25	1.68	4.43	0.00	0.00	0.08	**16.14**
7	2.90	0.50	17.4	8.70	0.00	0.00	1.25	1.68	4.43	0.00	0.00	0.08	**16.14**
	2.90		17.4	8.70	0.00	0.00	1.25	1.68	4.43	0.00	0.00	0.08	**16.14**
8	2.90	0.50	17.4	8.70	0.00	0.00	1.25	1.68	4.43	0.00	0.00	0.08	**16.14**
	2.90		17.4	8.70	0.00	0.00	1.25	1.68	4.43	0.00	0.00	0.08	**16.14**
9	2.90	0.50	17.4	8.70	0.00	0.00	1.25	1.68	4.43	0.00	0.00	0.08	**16.14**
	2.90		17.4	8.70	0.00	0.00	1.25	1.68	4.43	0.00	0.00	0.08	**16.14**
10	2.90	0.50	17.4	8.70	0.00	0.00	1.25	1.68	4.43	0.00	0.00	0.08	**16.14**
	2.90		17.4	8.70	0.00	0.00	1.25	1.68	4.43	0.00	0.00	0.08	**16.14**



5.4 MATURAZIONE PRIMARIA

PLATEA DI FONDAZIONE

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Peso rifiuti (peso specifico 5.00 kN/m^3 – H=2.80 m) ..... 17.00 kN/m^2

Biomoduli e soletta in c.a. ..... 1.00 kN/m^2

Carico permanente non strutturale totale G_{2k} 18.00 kN/m^2

CARICHI VARIABILI

Traffico veicoli carico rifiuti ..... 5.00 kN/m^2

Carico variabile totale Q_{1k} 5.00 kN/m^2

SPINTA DEI RIFIUTI SULLE PARETI

La spinta agente sulle pareti della maturazione primaria, di altezza pari a 2.90 m, viene calcolata considerando per i rifiuti all'interno delle stesse, le seguenti caratteristiche geomeccaniche:

γ_k= 5.0 kN/m^3 peso di volume caratteristico;

φ'_k = 30° angolo di attrito caratteristico.

L'angolo di riposo del materiale è indicato nella Relazione tecnica di impianto, pari a 60°, tuttavia a vantaggio di sicurezza si impiega un valore ragionevolmente ridotto e pari a 30°.

Considerando che le strutture in esame non sono in grado di subire spostamenti sufficienti alla mobilitazione della spinta attiva le azioni agenti sulle stesse verranno calcolate per mezzo del coefficiente di spinta in quiete.

L'azione dei rifiuti per unità di superficie può genericamente essere espressa, in funzione della profondità z dalla sommità dello stesso, come:

$p_t = k \times q + k \times \gamma \times z$, spinta litostatica dovuta ai rifiuti ed al sovraccarico (k assunto come coefficiente di spinta in quiete)

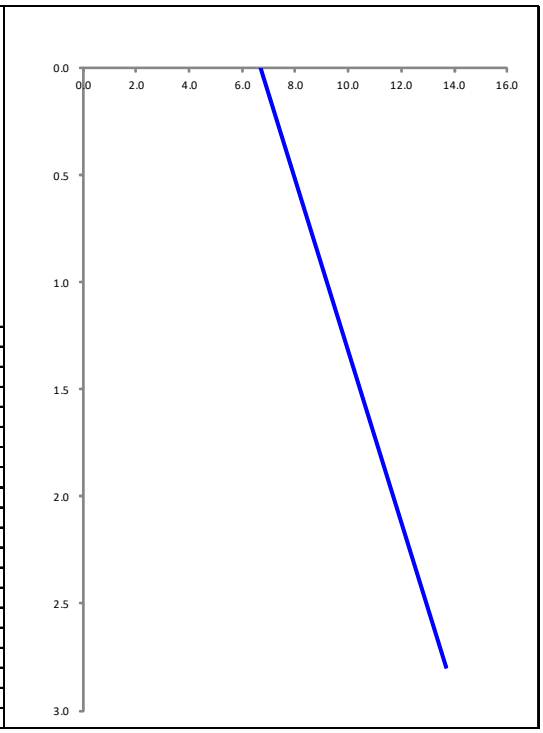
L'incremento sismico di spinta viene valutato, nel caso di movimenti relativi fra muro e rifiuto impediti, con l'espressione:

$p_e = \gamma \times a_{max} / g \times H$, incremento di pressione orizzontale del terreno dovuto al sisma.

I risultati e gli andamenti delle pressioni di progetto (comprensive dei fattori parziali di sicurezza), sia in condizioni statiche che sismiche, sono riportati nelle tabelle seguenti.

PRESSIONI DI PROGETTO CARATTERISTICHE

STRATO	z_{sup} / z_{inf} [m]	k_{hd} [-]	Tensione verticale litostatica σ_{vd} [kN/m²]	σ_{hd} Terreno [kN/m²]	σ_{hd} Sovraccarichi permanenti strutturali [kN/m²]	σ_{hd} Sovraccarichi permanenti non strutturali [kN/m²]	σ_{hd} Sovraccarichi variabili [kN/m²]	Pressione della forza d'inerzia agente sul paramento [kN/m²]	Pressione dell'incremento sismico di spinta [kN/m²]	Pressione incremento sismico spinta sovraccarichi permanenti strutturali [kN/m²]	Pressione incremento sismico spinta sovraccarichi permanenti non strutturali [kN/m²]	Pressione incremento sismico spinta sovraccarichi variabili [kN/m²]	**Pressione orizzontale totale di progetto $\sigma_{hd,tot}$ [kN/m²]**
1	0.00	0.50	0.0	0.00	0.00	0.00	1.25	1.68	3.69	0.00	0.00	0.08	**6.71**
	2.80		14.0	7.00	0.00	0.00	1.25	1.68	3.69	0.00	0.00	0.08	**13.71**
2	2.80	0.50	14.0	7.00	0.00	0.00	1.25	1.68	3.69	0.00	0.00	0.08	**13.71**
	2.80		14.0	7.00	0.00	0.00	1.25	1.68	3.69	0.00	0.00	0.08	**13.71**
3	2.80	0.50	14.0	7.00	0.00	0.00	1.25	1.68	3.69	0.00	0.00	0.08	**13.71**
	2.80		14.0	7.00	0.00	0.00	1.25	1.68	3.69	0.00	0.00	0.08	**13.71**
4	2.80	0.50	14.0	7.00	0.00	0.00	1.25	1.68	3.69	0.00	0.00	0.08	**13.71**
	2.80		14.0	7.00	0.00	0.00	1.25	1.68	3.69	0.00	0.00	0.08	**13.71**
5	2.80	0.50	14.0	7.00	0.00	0.00	1.25	1.68	3.69	0.00	0.00	0.08	**13.71**
	2.80		14.0	7.00	0.00	0.00	1.25	1.68	3.69	0.00	0.00	0.08	**13.71**
6	2.80	0.50	14.0	7.00	0.00	0.00	1.25	1.68	3.69	0.00	0.00	0.08	**13.71**
	2.80		14.0	7.00	0.00	0.00	1.25	1.68	3.69	0.00	0.00	0.08	**13.71**
7	2.80	0.50	14.0	7.00	0.00	0.00	1.25	1.68	3.69	0.00	0.00	0.08	**13.71**
	2.80		14.0	7.00	0.00	0.00	1.25	1.68	3.69	0.00	0.00	0.08	**13.71**
8	2.80	0.50	14.0	7.00	0.00	0.00	1.25	1.68	3.69	0.00	0.00	0.08	**13.71**
	2.80		14.0	7.00	0.00	0.00	1.25	1.68	3.69	0.00	0.00	0.08	**13.71**
9	2.80	0.50	14.0	7.00	0.00	0.00	1.25	1.68	3.69	0.00	0.00	0.08	**13.71**
	2.80		14.0	7.00	0.00	0.00	1.25	1.68	3.69	0.00	0.00	0.08	**13.71**
10	2.80	0.50	14.0	7.00	0.00	0.00	1.25	1.68	3.69	0.00	0.00	0.08	**13.71**
	2.80		14.0	7.00	0.00	0.00	1.25	1.68	3.69	0.00	0.00	0.08	**13.71**



5.5 MURO MATURAZIONE SECONDARIA E MURO AD "L"

SPINTA DEI RIFIUTI SULLE PARETI

La spinta agente sui paramenti dei muri di maturazione secondaria , di altezza pari a 3.00 m, viene calcolata considerando per i rifiuti a tergo, le seguenti caratteristiche geomeccaniche:

γ_k= 6.0 kN/m^3 peso di volume caratteristico;

φ'_k = 30° angolo di attrito caratteristico.

L'angolo di riposo del materiale è indicato nella Relazione tecnica di impianto, pari a 60°, tuttavia a vantaggio di sicurezza si impiega un valore ragionevolmente ridotto e pari a 30°.

Considerando che le strutture in esame sono in grado di subire spostamenti sufficienti alla mobilitazione della spinta attiva le azioni agenti sulle stesse verranno calcolate per mezzo del coefficiente di spinta attiva.

Il coefficiente di spinta per strutture che ammettono movimenti e consentono quindi l'innescarsi della spinta attiva, può essere espresso nella seguente forma:

Condizioni statiche

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

Condizioni sismiche

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

La spinta complessiva può essere calcolata mediante la seguente espressione:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2 (1 - k_v)$$

γ – Peso per unità di volume del terreno

φ – Angolo d'attrito interno del terreno

δ – Angolo d'attrito fra muro e terreno

i – Inclinazione terrapieno (>0 se antioraria)

$\psi = \tan^{-1} [k_h / (1 - k_v)]$

$k_h = \beta_m \times a_{max} / g$ – coefficiente sismico orizzontale

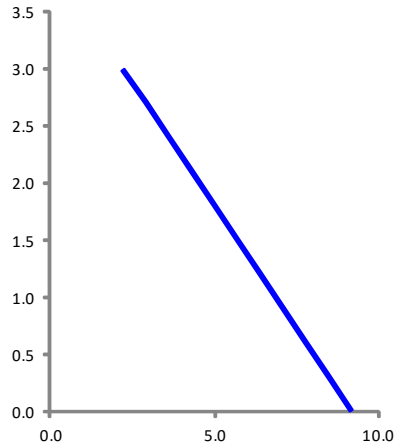
$k_v = \pm k_h / 2$ – coefficiente sismico verticale

I risultati e gli andamenti delle pressioni di progetto (comprensive dei fattori parziali di sicurezza), sia in condizioni statiche che sismiche, sono riportati nelle tabelle seguenti.

CONDIZIONI STATICHE

PRESSIONI DI PROGETTO

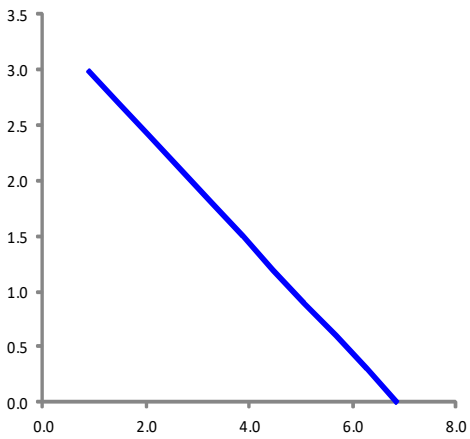
h [m]	Terreno [kN/m²]	Sovraccarichi permanenti strutturali [kN/m²]	Sovraccarichi permanenti non strutturali [kN/m²]	Sovraccarichi variabili [kN/m²]	**Totali [kN/m²]**
3.00	0.00	0.00	0.00	2.23	**2.23**
2.70	0.70	0.00	0.00	2.23	**2.93**
2.40	1.39	0.00	0.00	2.23	**3.62**
2.10	2.09	0.00	0.00	2.23	**4.32**
1.80	2.78	0.00	0.00	2.23	**5.01**
1.50	3.48	0.00	0.00	2.23	**5.71**
1.20	4.17	0.00	0.00	2.23	**6.40**
0.90	4.87	0.00	0.00	2.23	**7.10**
0.60	5.57	0.00	0.00	2.23	**7.80**
0.30	6.26	0.00	0.00	2.23	**8.49**
0.00	6.96	0.00	0.00	2.23	**9.19**



CONDIZIONI SISMICHE

PRESSIONI DI PROGETTO

h [m]	Terreno [kN/m²]	Sovraccarichi permanenti strutturali [kN/m²]	Sovraccarichi permanenti non strutturali [kN/m²]	Sovraccarichi variabili [kN/m²]	Forza d'inerzia agente sul rinterro [kN/m²]	Forza d'inerzia agente sul paramento [kN/m²]	**Totali [kN/m²]**
3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.47	0.40	**0.87**
2.70	0.60	0.00	0.00	0.00	0.47	0.40	**1.47**
2.40	1.20	0.00	0.00	0.00	0.47	0.40	**2.07**
2.10	1.80	0.00	0.00	0.00	0.47	0.40	**2.67**
1.80	2.40	0.00	0.00	0.00	0.47	0.40	**3.27**
1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.47	0.40	**3.87**
1.20	3.60	0.00	0.00	0.00	0.47	0.40	**4.47**
0.90	4.20	0.00	0.00	0.00	0.47	0.40	**5.07**
0.60	4.80	0.00	0.00	0.00	0.47	0.40	**5.67**
0.30	5.40	0.00	0.00	0.00	0.47	0.40	**6.27**
0.00	6.00	0.00	0.00	0.00	0.47	0.40	**6.87**



5.6 MURO DI SEPARAZIONE BIOFILTRO

Il muro in oggetto funge da elemento di separazione all'interno del biofiltro. A favore di sicurezza si considera un settore della vasca vuoto e l'altro pieno di materiale filtrante così da avere la spinta dello stesso solo da un lato. Cautelativamente si considera l'altezza di riempimento pari a quella del muro.

SPINTA DEL BIOFILTRANTE SULLA PARETE

La spinta agente sul paramento del muro , di altezza pari a 2.25 m, viene calcolata considerando per il materiale biofiltrante a tergo, le seguenti caratteristiche geomeccaniche:

γ_k= 5.5 kN/m^3 peso di volume caratteristico;

φ'_k = 30° angolo di attrito caratteristico.

Considerando che le strutture in esame sono in grado di subire spostamenti sufficienti alla mobilitazione della spinta attiva le azioni agenti sulle stesse verranno calcolate per mezzo del coefficiente di spinta attiva.

Il coefficiente di spinta per strutture che ammettono movimenti e consentono quindi l'innescarsi della spinta attiva, può essere espresso nella seguente forma:

Condizioni statiche

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

Condizioni sismiche

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

La spinta complessiva può essere calcolata mediante la seguente espressione:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2 (1 - k_v)$$

γ – Peso per unità di volume del terreno

φ – Angolo d'attrito interno del terreno

δ – Angolo d'attrito fra muro e terreno

i – Inclinazione terrapieno (>0 se antioraria)

$\psi = \tan^{-1} [k_h / (1 - k_v)]$

$k_h = \beta_m \times a_{max} / g$ – coefficiente sismico orizzontale

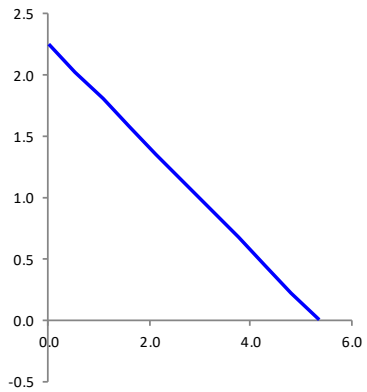
$k_v = \pm k_h / 2$ – coefficiente sismico verticale

I risultati e gli andamenti delle pressioni di progetto (comprensive dei fattori parziali di sicurezza), sia in condizioni statiche che sismiche, sono riportati nelle tabelle seguenti.

CONDIZIONI STATICHE

PRESSIONI DI PROGETTO

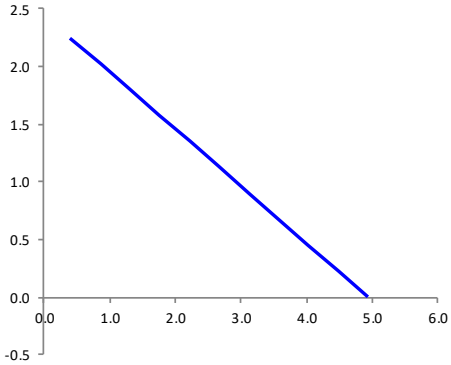
h [m]	Terreno [kN/m²]	Sovraccarichi permanenti strutturali [kN/m²]	Sovraccarichi permanenti non strutturali [kN/m²]	Sovraccarichi variabili [kN/m²]	**Totali [kN/m²]**
2.25	0.00	0.00	0.00	0.00	**0.00**
2.03	0.54	0.00	0.00	0.00	**0.54**
1.80	1.07	0.00	0.00	0.00	**1.07**
1.58	1.61	0.00	0.00	0.00	**1.61**
1.35	2.15	0.00	0.00	0.00	**2.15**
1.13	2.68	0.00	0.00	0.00	**2.68**
0.90	3.22	0.00	0.00	0.00	**3.22**
0.68	3.75	0.00	0.00	0.00	**3.75**
0.45	4.29	0.00	0.00	0.00	**4.29**
0.23	4.83	0.00	0.00	0.00	**4.83**
0.00	5.36	0.00	0.00	0.00	**5.36**



CONDIZIONI SISMICHE

PRESSIONI DI PROGETTO

h [m]	Terreno [kN/m²]	Sovraccarichi permanenti strutturali [kN/m²]	Sovraccarichi permanenti non strutturali [kN/m²]	Sovraccarichi variabili [kN/m²]	Forza d'inerzia agente sul rinterro [kN/m²]	Forza d'inerzia agente sul paramento [kN/m²]	**Totali [kN/m²]**
2.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	**0.40**
2.03	0.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	**0.86**
1.80	0.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	**1.31**
1.58	1.36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	**1.76**
1.35	1.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	**2.22**
1.13	2.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	**2.67**
0.90	2.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	**3.13**
0.68	3.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	**3.58**
0.45	3.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	**4.03**
0.23	4.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	**4.49**
0.00	4.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	**4.94**



5.7 BASAMENTO SCRUBBER

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Peso singolo scrubber vuoto (N.1 colonna bistadio, N.2 venturi, N.2 vasche di base).....30 kN

Peso singolo scrubber a pieno carico (1mc acqua – 1000 kg).....300 kN

Peso singolo ventilatore .....25 kN

Carico permanente non strutturale totale G_{2k} 710 kN

CARICHI VARIABILI

Esercizio..... 2.00 kN/m^2

Carico variabile totale Q_{1k} 2.00 kN/m^2

AZIONE TEMPERATURA

Per gli effetti della temperatura, in linea con quanto previsto dalle norme tecniche, sono state considerate le seguenti variazioni termiche:

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	± 15 °C
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	± 10 °C
Strutture in acciaio esposte	± 25 °C
Strutture in acciaio protette	± 15 °C

Dal momento che nei pesi indicati dal fornitore non sono state considerate le azioni di sisma e vento, si specifica che di queste azioni si è tenuto conto eseguendo una modellazione mediante elementi semplificati che tengano conto delle altezze baricentriche, delle masse sismiche e delle superfici investite dal vento, per ciascuna delle apparecchiature in progetto.

AZIONE DEL VENTO PAR. 3.3 NTC18

DEFINIZIONE DEI DATI

zona:

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

Classe di rugosità del terreno:

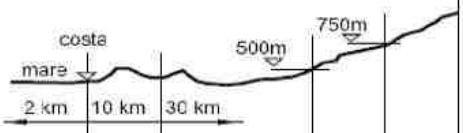
B) Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive. Lago (con larghezza pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa)

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

Nelle fasce entro i 40km dalla costa delle zone 1,2,3,4,5 e 6 la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

a_s (altitudine sul livello del mare della costruzione):	138	[m]
Distanza dalla costa	35	[km]
T_R (Tempo di ritorno):	50	[anni]
Categoria di esposizione	IV	

ZONE 1,2,3,4,5

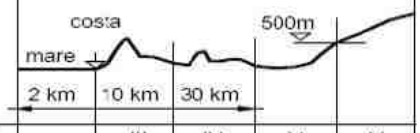


A	- -	IV	IV	V	V	V
B	- -	III	III	IV	IV	IV
C	- -	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5

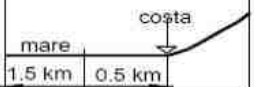
** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

ZONA 6



A	- -	III	IV	V	V
B	- -	II	III	IV	IV
C	- -	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

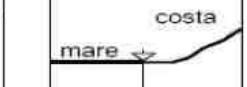
ZONE 7,8



A	- -	- -	IV
B	- -	- -	IV
C	- -	- -	III
D	I	II	*

* Categoria II in zona 8
Categoria III in zona 7

ZONA 9



A	- -	I
B	- -	I
C	- -	I
D	I	I

Altezza del colmo della copertura, rispetto al suolo e inclinazione della falda sopravento

E' consigliabile calcolare la pressione del vento per ogni facciata del fabbricato modificando i parametri per ogni caso. Nel caso di studio su prospetto di timpano, la valutazione della pressione del vento si conduce come se la copertura fosse piana e la parete alta fino alla linea di colmo. Nel caso di coperture a padiglione, la valutazione delle pressioni si esegue su ogni facciata del fabbricato utilizzando di volta in volta l'angolo della falda investito dal vento. Nel caso di coperture curve, si deve inserire l'angolo della retta tangente al bordo della copertura, in sostanza l'angolo di attacco della copertura. (per cupole a tutto sesto l'angolo è di 90°, per cupole a sesto ribassato è minore di 90°). Nel caso di studio su prospetto piano l'analisi si conduce come su prospetto di timpano. Si osserva che oltre alle pressioni andrebbe considerata anche la forza tangenziale esercitata dal vento sul fabbricato. Generalmente essa si trascura, è necessaria modellarla solo per grandi coperture piane ad esempio: coperture di grandi capannoni industriali. Il foglio di calcolo è utilizzabile per fabbricati a base rettangolare.

La copertura è curva: **no**

H di colmo **11.70 m**

Direzione del vento→

H di gronda

*Vale sia per le falde che per le cupole (a base rettangolare)

CALCOLO VELOCITA' DI RIFERIMENTO DEL VENTO §3.3.2.

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	ks	C_a
3	27	500	0.37	1.000

$v_b = v_{b,0} * ca$

ca =1 per as ≤ a0

ca = 1 + ks (as/a0 - 1) per $a_0 < a_s \leq 1500$ m

v_b (velocità base di riferimento) 27.00 m/s

$v_r = v_b * cr$

Cr coefficiente di ritorno 1.00

v_r (velocità di riferimento) 27.02 m/s

PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO §3.3.6.

q_r (pressione cinetica di riferimento [N/mq])

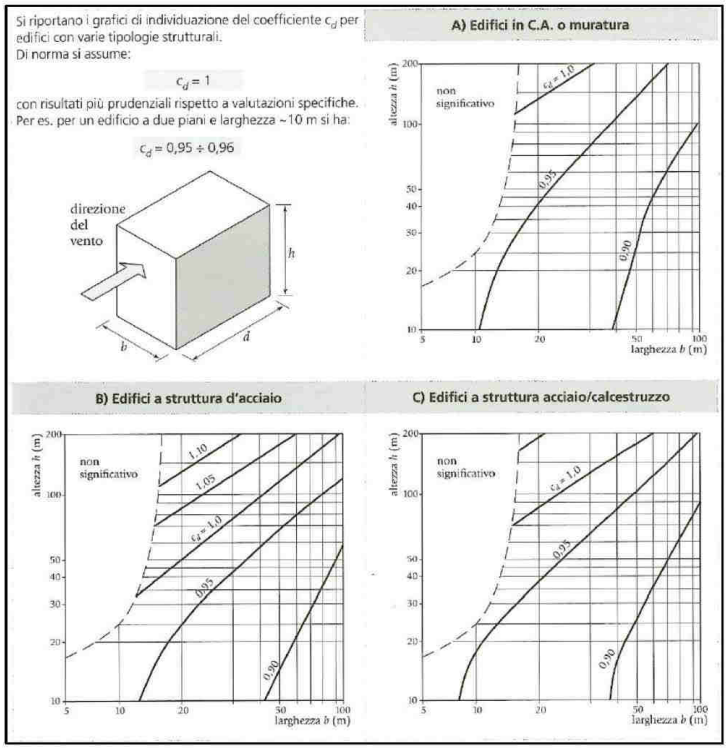
$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2$ (ρ = 1,25 kg/m³)

Pressione cinetica di riferimento qr 456.29 [N/m²]

CALCOLO DEI COEFFICIENTI

Coefficiente dinamico [§3.3.8] c_d **1.00**

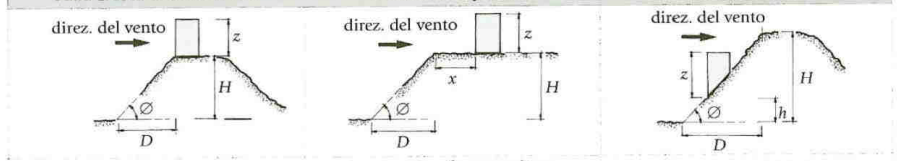
Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.



Coefficiente Topografico (Orografico)

Il coefficiente topografico si assume di norma uguale ad 1, sia per zone pianeggianti, ondulate, collinose e montane. Nel caso di costruzioni che sorgono presso la sommità di colline o pendii isolati si procede nel modo seguente:

1	2	3
Costruzioni ubicate sulla cresta di una collina	Costruzioni ubicate sul livello superiore	Costruzioni ubicate su di un pendio



$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma$	$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \cdot \left(1 - 0,1 \cdot \frac{x}{H}\right) \geq 1$	$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \cdot \frac{h}{H}$

Coefficiente β				Coefficiente γ			
per:	$\frac{z}{H} \leq 0,75$	$0,75 \leq \frac{z}{H} \leq 2$	$\frac{z}{H} \geq 2$	per:	$\frac{H}{D} \leq 0,10$	$0,10 < \frac{H}{D} \leq 0,30$	$\frac{H}{D} > 0,3$
β	$\beta = 0,5$	$\beta = 0,8 - 0,4 \cdot \frac{z}{H}$	$\beta = 0$	γ	$\gamma = 0$	$\gamma = 5\left(\frac{H}{D} - 0,10\right)$	$\gamma = 1$

Caso selezionato: Condizione non isolata

Il coefficiente topografico vale: c_t **1.00**

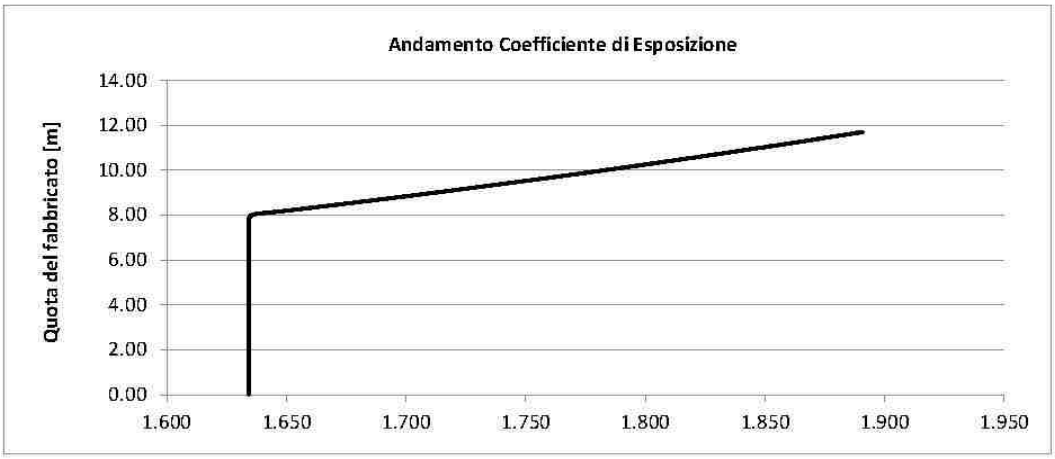
Coefficiente di esposizione [§3.3.7]

Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito (e quindi dalla classe di rugosità del terreno) ove sorge la costruzione; per altezze non maggiori di z=200m valgono le seguenti espressioni

$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0)\,[7+c_t \cdot \ln(z/z_0)]$ per $z \geq z_{min}$
$c_e(z) = c_e(z_{min})$ per $z < z_{min}$

k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
0.22	0.30	8.00

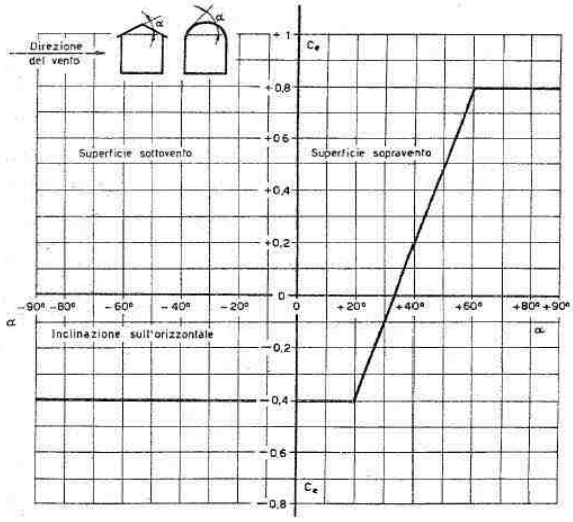
Coefficiente di esposizione minimo	$c_{e,min}$	**1.63**	z < 8.00
Coefficiente di esposizione alla gronda	$c_{e,gronda}$	**1.89**	z = 11.70
Coefficiente di esposizione al colmo	$c_{e,colmo}$	**1.89**	z = 11.70



Coefficiente di forma

Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate, curve

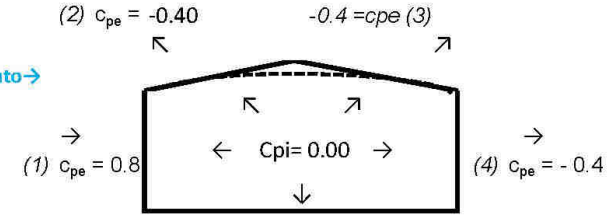
E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.



Costruzioni completamente stagne

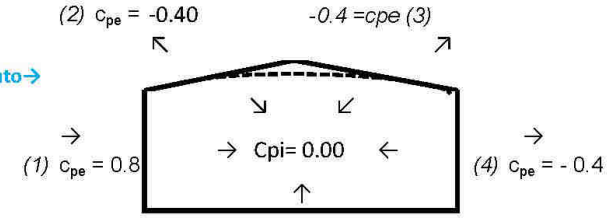
Configurazione più svantaggiosa — **Configurazione A**

	c_p
(1) parete sopravento	0.80
(2) copertura sopravento	-0.40
(3) copertura sottovento	-0.40
(4) parete sottovento	-0.40



Configurazione A

	c_p
(1) parete sopravento	0.80
(2) copertura sopravento	-0.40
(3) copertura sottovento	-0.40
(4) parete sottovento	-0.40



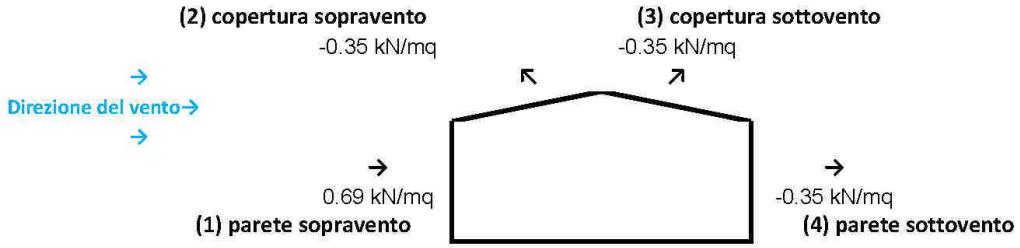
Configurazione B

PRESSIONI DEL VENTO

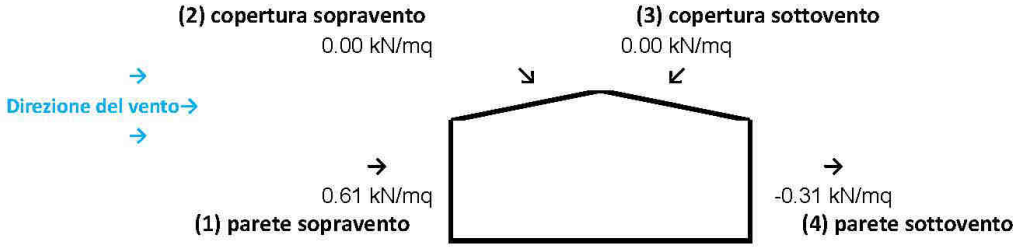
Combinazione più sfavorevole per pareti e copertura:

Valori massimi della pressione per ogni elemento
p (pressione del vento) = $q_r \cdot c_d \cdot c_t \cdot c_e \cdot c_p$
c_d (coefficiente dinamico) c_t (coefficiente topografico) c_e (coefficiente di esposizione)
c_p (coefficiente di forma)

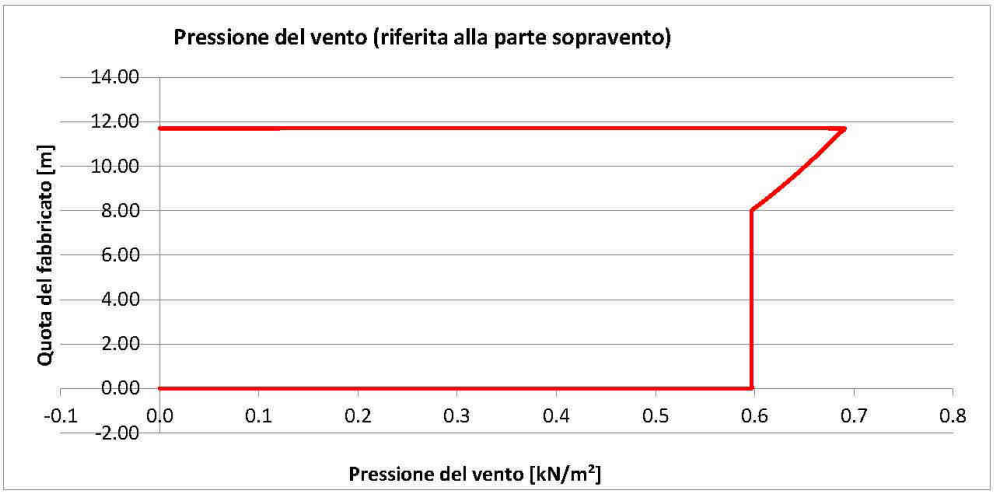
	p [kN/m²]	c_d	c_t	c_e	c_p	P [kN/m²]
(1) par. sopravent.	0.456	1.00	1.00	1.891	0.80	**0.69**
(2) cop. sopravent.	0.456	1.00	1.00	1.891	-0.40	**-0.35**
(3) cop. Sottovent.	0.456	1.00	1.00	1.891	-0.40	**-0.35**
(4) par. sottovent.	0.456	1.00	1.00	1.891	-0.40	**-0.35**

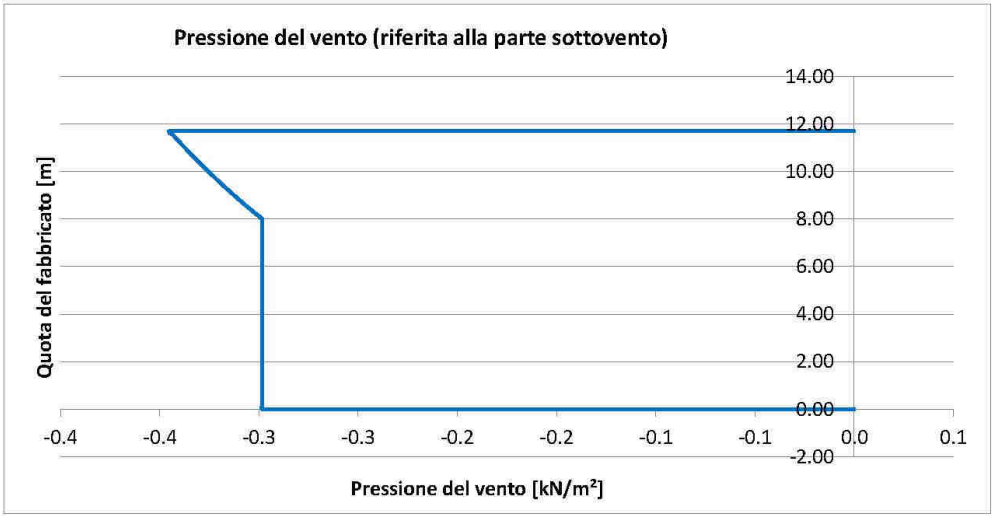


Valori medi della pressione per ogni elemento (da utilizzare per caricare il modello FEM)



Andamento delle pressioni più svataggiose





PRESSIONI DEL VENTO IN DIREZIONE TANGENZIALE [§3.3.5]

Tipo di superficie: Scabra

Pressione tangenziale del vento qtan **17.26** **[N/m²]**

*Si applica solitamente alle superfici piane di grande estensione

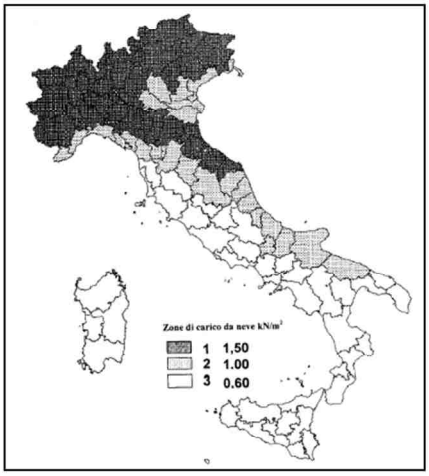
CARICO NEVE

MACROZONAZIONE

Regione geografica

Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia Tempio, Oristano

Zona	III		
a_s=	138.21	m	Altitudine sul livello del mare
q_{sk} =	0.60	kN/m^2	Carico neve al suolo (T_R=50 anni)



Proprietà della costruzione

II - Costruzione ordinaria

T_R =	50	anni	Periodo di ritorno del fenomeno
V=	0.4		Coeff. di variaz. del carico neve max annuale
c_R =	1.000		Coefficiente periodo di ritorno
$q_{ref}(T_R)$=	0.60	kN/m^2	Carico neve al suolo per T_R scelto

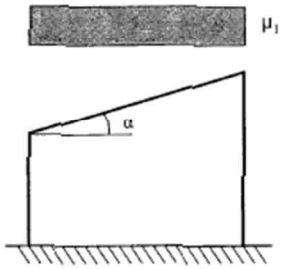
MICROZONAZIONE

Coefficiente di esposizione

Aree in cui non è presente una signif. rimoz. di neve sulla costr. prodotta dal vento, a causa del terreno, altre cost

	NORMALE	Classe di topografia
C_E =	1	Coefficiente di esposizione
C_t =	1	Coefficiente termico (assunto unitario in assenza di uno specifico studio)

Copertura ad una falda



α=	0	°	Angolo inclin. falda
μ_1=	0.8		Coefficiente di forma
$q(\mu_1)$=	0.48	kN/m^2	Carico neve (μ_1)

5.8 BASAMENTO LOCALE QUADRI ELETTRICI

CARICHI PERMANENTI

Pavimentazione ..... 2.50 kN/m^2

Carico permanente strutturale totale G_{2k} 2.50 kN/m^2

A partire dalla geometria della struttura in elevazione dei locali QE prefabbricati fornita dal prefabbricatore, sono state modellate pareti e copertura in maniera tale da far calcolare automaticamente al programma il carico da essa fornito e poter applicare correttamente i carichi di vento e neve.

CARICHI VARIABILI

Esercizio (apparecchiature elettriche etc.) ..... 5.00 kN/m^2

Carico variabile totale Q_k 5.00 kN/m^2

AZIONE TEMPERATURA

Per gli effetti della temperatura, in linea con quanto previsto dalle norme tecniche, sono state considerate le seguenti variazioni termiche:

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	± 15 °C
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	± 10 °C
Strutture in acciaio esposte	± 25 °C
Strutture in acciaio protette	± 15 °C

AZIONE DEL VENTO PAR. 3.3 NTC18

DEFINIZIONE DEI DATI

zona:

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

Classe di rugosità del terreno:

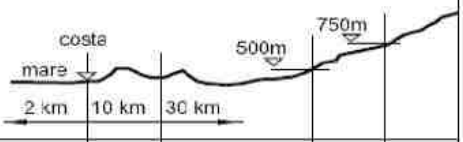
B) Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive. Lago (con larghezza pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa)

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

Nelle fasce entro i 40km dalla costa delle zone 1,2,3,4,5 e 6 la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

a_s (altitudine sul livello del mare della costruzione):	138	[m]
Distanza dalla costa	35	[km]
T_R (Tempo di ritorno):	50	[anni]
Categoria di esposizione	IV	

ZONE 1,2,3,4,5

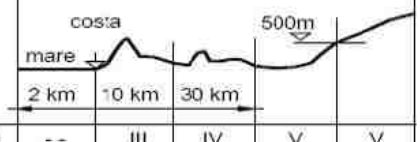


A	- -	IV	IV	V	V	V
B	- -	III	III	IV	IV	IV
C	- -	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5

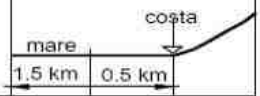
** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

ZONA 6



A	- -	III	IV	V	V
B	- -	II	III	IV	IV
C	- -	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

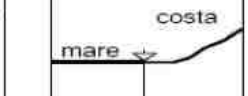
ZONE 7,8



A	- -	- -	IV
B	- -	- -	IV
C	- -	- -	III
D	I	II	*

* Categoria II in zona 8
Categoria III in zona 7

ZONA 9



A	- -	I
B	- -	I
C	- -	I
D	I	I

Altezza del colmo della copertura, rispetto al suolo e inclinazione della falda sopravento

E' consigliabile calcolare la pressione del vento per ogni facciata del fabbricato modificando i parametri per ogni caso. Nel caso di studio su prospetto di timpano, la valutazione della pressione del vento si conduce come se la copertura fosse piana e la parete alta fino alla linea di colmo. Nel caso di coperture a padiglione, la valutazione delle pressioni si esegue su ogni facciata del fabbricato utilizzando di volta in volta l'angolo della falda investito dal vento. Nel caso di coperture curve, si deve inserire l'angolo della retta tangente al bordo della copertura, in sostanza l'angolo di attacco della copertura. (per cupole a tutto sesto l'angolo è di 90°, per cupole a sesto ribassato è minore di 90°). Nel caso di studio su prospetto piano l'analisi si conduce come su prospetto di timpano. Si osserva che oltre alle pressioni andrebbe considerata anche la forza tangenziale esercitata dal vento sul fabbricato. Generalmente essa si trascura, è necessaria modellarla solo per grandi coperture piane ad esempio: coperture di grandi capannoni industriali. Il foglio di calcolo è utilizzabile per fabbricati a base rettangolare.

La copertura è curva: **no**

H di colmo **2.70 m**

Direzione del vento→

*Vale sia per le falde che per le cupole (a base rettangolare)

CALCOLO VELOCITA' DI RIFERIMENTO DEL VENTO §3.3.2.

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	ks	C_a
3	27	500	0.37	1.000

$v_b = v_{b,0} * ca$

ca =1 per as ≤ a0

ca = 1 + ks (as/a0 - 1) per $a_0 < a_s \leq 1500$ m

v_b (velocità base di riferimento) 27.00 m/s

$v_r = v_b * cr$

Cr coefficiente di ritorno 1.00

v_r (velocità di riferimento) 27.02 m/s

PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO §3.3.6.

q_r (pressione cinetica di riferimento [N/mq])

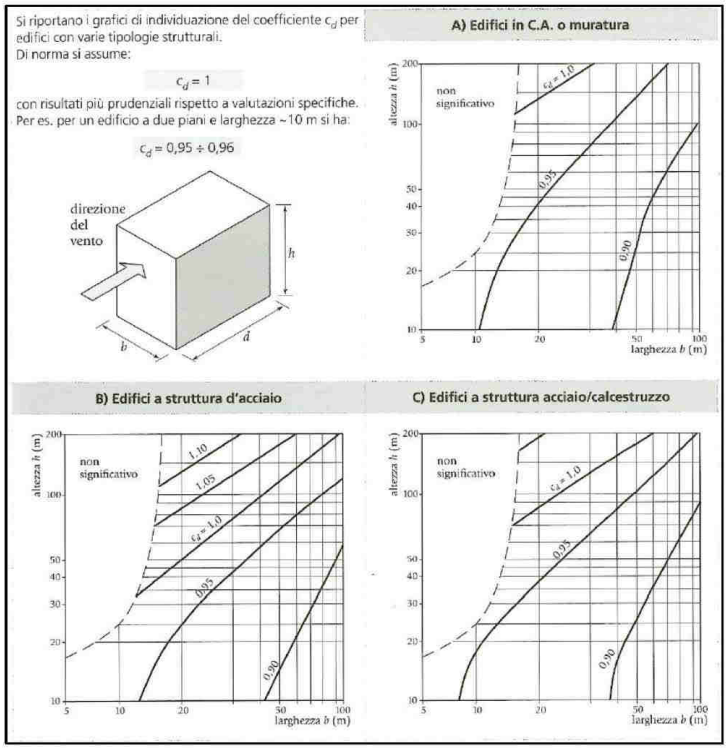
$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2$ (ρ = 1,25 kg/m³)

Pressione cinetica di riferimento qr 456.29 [N/m²]

CALCOLO DEI COEFFICIENTI

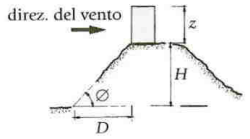
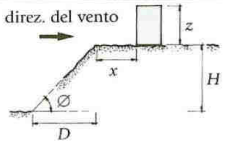
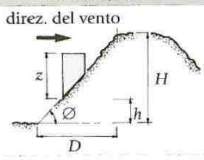
Coefficiente dinamico [§3.3.8] c_d **1.00**

Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.



Coefficiente Topografico (Orografico)

Il coefficiente topografico si assume di norma uguale ad 1, sia per zone pianeggianti, ondulate, collinose e montane. Nel caso di costruzioni che sorgono presso la sommità di colline o pendii isolati si procede nel modo seguente:

1	2	3
Costruzioni ubicate sulla cresta di una collina	Costruzioni ubicate sul livello superiore	Costruzioni ubicate su di un pendio
		
$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma$	$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \cdot \left(1 - 0,1 \cdot \frac{x}{H}\right) \geq 1$	$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \cdot \frac{h}{H}$

Coefficiente β				Coefficiente γ			
per:	$\frac{z}{H} \leq 0,75$	$0,75 \leq \frac{z}{H} \leq 2$	$\frac{z}{H} \geq 2$	per:	$\frac{H}{D} \leq 0,10$	$0,10 < \frac{H}{D} \leq 0,30$	$\frac{H}{D} > 0,3$
β	$\beta = 0,5$	$\beta = 0,8 - 0,4 \cdot \frac{z}{H}$	$\beta = 0$	γ	$\gamma = 0$	$\gamma = 5\left(\frac{H}{D} - 0,10\right)$	$\gamma = 1$

Caso selezionato: Condizione non isolata

Il coefficiente topografico vale: c_t **1.00**

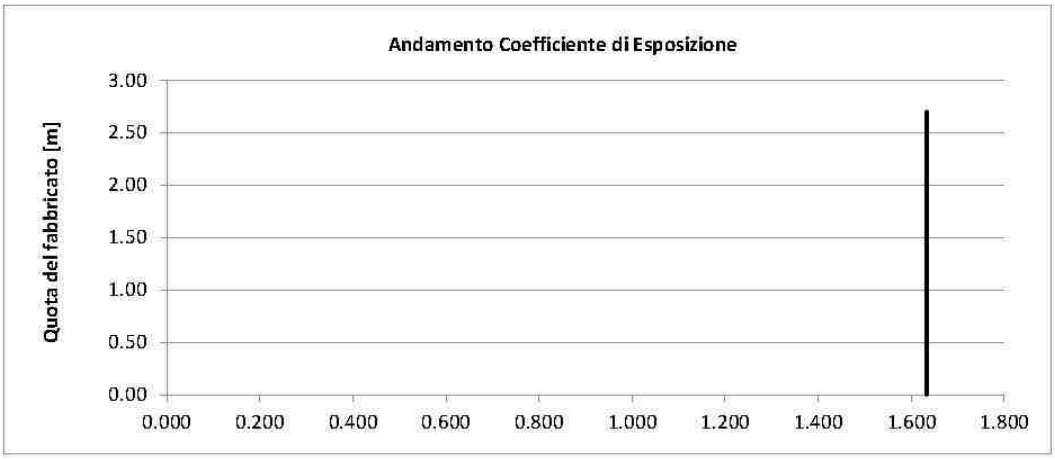
Coefficiente di esposizione [§3.3.7]

Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito (e quindi dalla classe di rugosità del terreno) ove sorge la costruzione; per altezze non maggiori di z=200m valgono le seguenti espressioni

$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0)\,[7+c_t \cdot \ln(z/z_0)]$ per $z \geq z_{min}$
$c_e(z) = c_e(z_{min})$ per $z < z_{min}$

k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
0.22	0.30	8.00

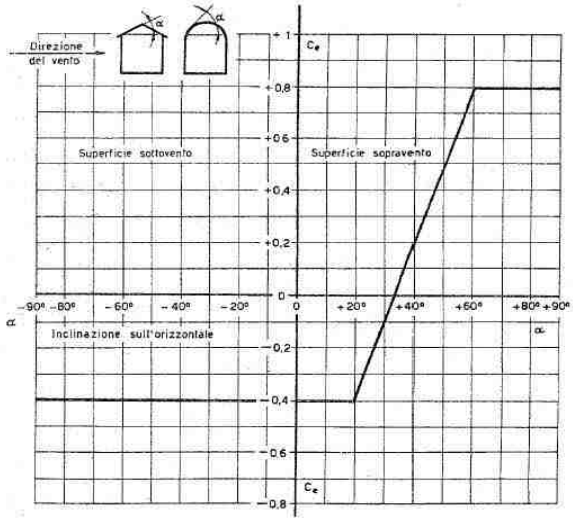
Coefficiente di esposizione minimo	$c_{e,min}$	**1.63**	z < 8.00
Coefficiente di esposizione alla gronda	$c_{e,gronda}$	**1.63**	z = 2.70
Coefficiente di esposizione al colmo	$c_{e,colmo}$	**1.63**	z = 2.70



Coefficiente di forma

Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate, curve

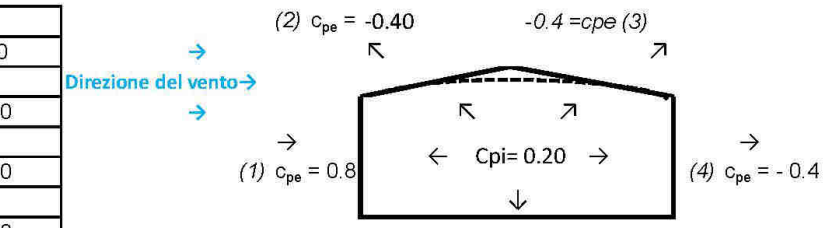
E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.



Costruzioni che hanno (o possono avere) una parete con aperture di superficie minore di 1/3 di quella totale (caso tipico di civile abitazione)

Configurazione più svantaggiosa

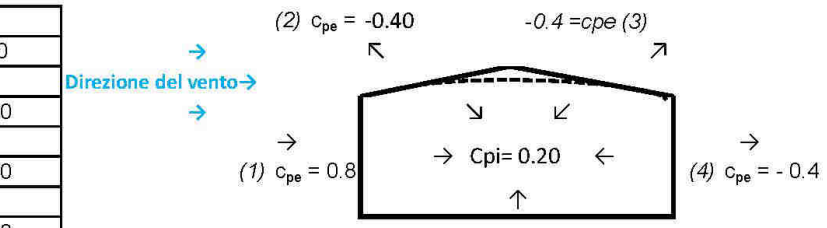
	c_p
(1) parete sopravento	0.60
(2) copertura sopravento	-0.60
(3) copertura sottovento	-0.60
(4) parete sottovento	-0.60



Configurazione A

Configurazione B

	c_p
(1) parete sopravento	1.00
(2) copertura sopravento	-0.20
(3) copertura sottovento	-0.20
(4) parete sottovento	-0.20



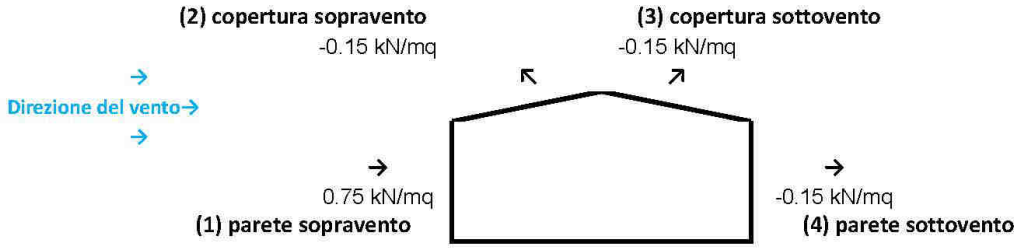
Configurazione B

PRESSIONI DEL VENTO

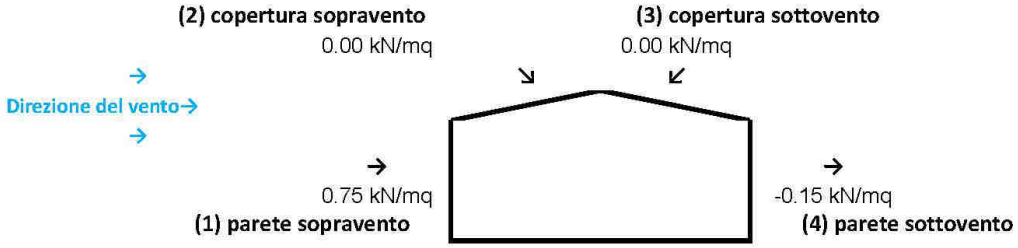
Combinazione più sfavorevole per pareti e copertura:

Valori massimi della pressione per ogni elemento
p (pressione del vento) = $q_r \cdot c_d \cdot c_t \cdot c_e \cdot c_p$
c_d (coefficiente dinamico) c_t (coefficiente topografico) c_e (coefficiente di esposizione)
c_p (coefficiente di forma)

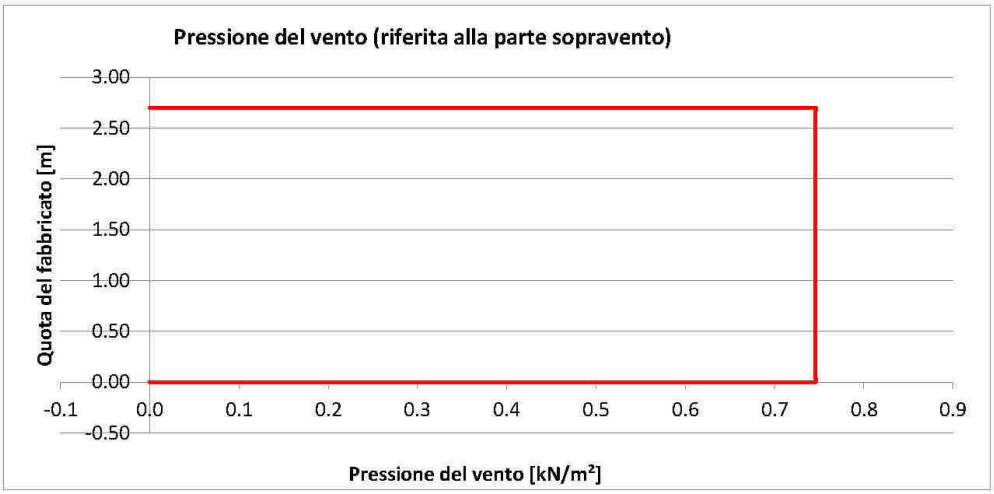
	p [kN/m²]	c_d	c_t	c_e	c_p	P [kN/m²]
(1) par. sopravent.	0.456	1.00	1.00	1.634	1.00	**0.75**
(2) cop. sopravent.	0.456	1.00	1.00	1.634	-0.20	**-0.15**
(3) cop. Sottovent.	0.456	1.00	1.00	1.634	-0.20	**-0.15**
(4) par. sottovent.	0.456	1.00	1.00	1.634	-0.20	**-0.15**

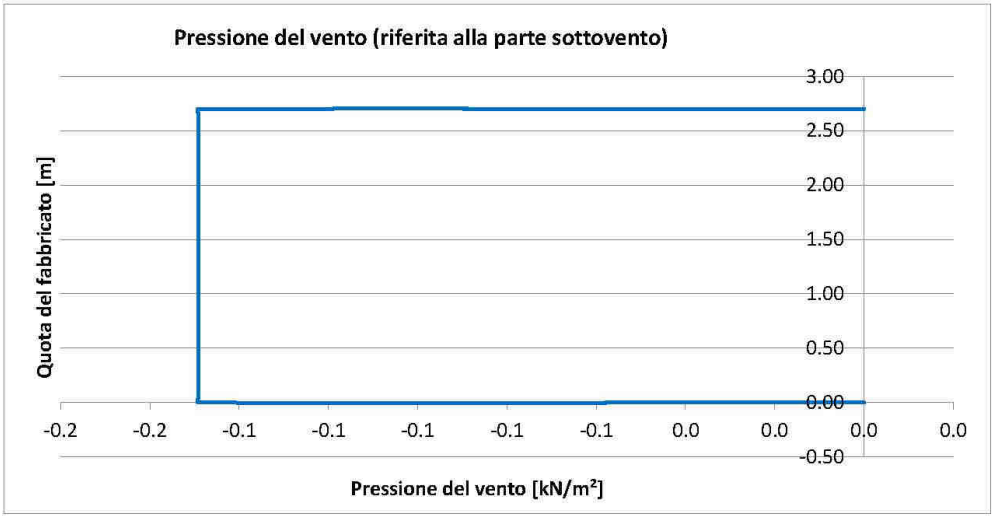


Valori medi della pressione per ogni elemento (da utilizzare per caricare il modello FEM)



Andamento delle pressioni più svataggiose





PRESSIONI DEL VENTO IN DIREZIONE TANGENZIALE [§3.3.5]

Tipo di superficie: Scabra

Pressione tangenziale del vento qtan **14.91** **[N/m²]**

*Si applica solitamente alle superfici piane di grande estensione

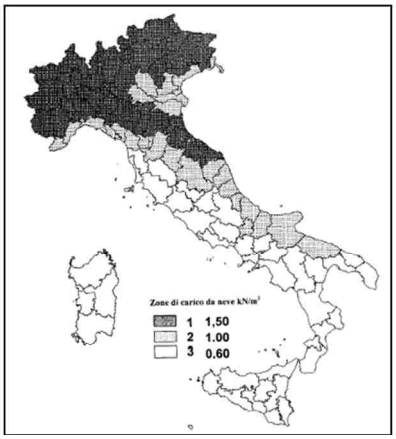
CARICO NEVE

MACROZONAZIONE

Regione geografica

Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia Tempio, Oristano

Zona	III		
a_s=	138.21	m	Altitudine sul livello del mare
q_{sk} =	0.60	kN/m^2	Carico neve al suolo (T_R=50 anni)



Proprietà della costruzione

II - Costruzione ordinaria

T_R =	50	anni	Periodo di ritorno del fenomeno
V=	0.4		Coeff. di variaz. del carico neve max annuale
c_R =	1.000		Coefficiente periodo di ritorno
$q_{ref}(T_R)$=	0.60	kN/m^2	Carico neve al suolo per T_R scelto

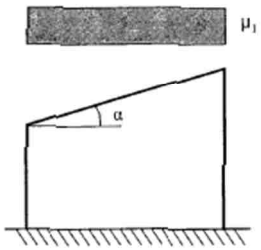
MICROZONAZIONE

Coefficiente di esposizione

Aree in cui non è presente una signif. rimoz. di neve sulla costr. prodotta dal vento, a causa del terreno, altre cost

	NORMALE	Classe di topografia
C_E =	1	Coefficiente di esposizione
C_t =	1	Coefficiente termico (assunto unitario in assenza di uno specifico studio)

Copertura ad una falda



α=	0	°	Angolo inclin. falda
μ_1=	0.8		Coefficiente di forma
$q(\mu_1)$=	0.48	kN/m^2	Carico neve (μ_1)

5.9 BACINO DI CONTENIMENTO SERBATOI

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Peso liquido invaso (peso specifico 10.00 kN/m^3 – H=1.65 m)..... 16.50 kN/m^2

Carico permanente non strutturale totale G_{2k} 16.50 kN/m^2

Peso serbatoio pieno.....22 t

CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI

Basamento serbatoio (h=0.2 m)..... 5.00 kN/m^2

Carico permanente strutturale totale G_{1k} 5.00 kN/m^2

AZIONE TEMPERATURA

Per gli effetti della temperatura, in linea con quanto previsto dalle norme tecniche, sono state considerate le seguenti variazioni termiche:

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	± 15 °C
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	± 10 °C
Strutture in acciaio esposte	± 25 °C
Strutture in acciaio protette	± 15 °C

SPINTA DEL LIQUIDO INVASATO

La pressione che il liquido presente all'interno della vasca esercita sulle pareti perimetrali della stessa, presenta una componente statica ed un incremento dovuto all'azione sismica.

Si considera un peso specifico del liquido pari a 10.00 KN/m^3 ed un'altezza massima del riempimento pari a 1.65 m. L'azione dell'acqua per unità di superficie è espressa, in funzione della profondità z, come segue, pertanto il valore di spinta massimo alla base risulta:

$p_w = \gamma_w \times z = 10\ kN/m^3 \times 1.65\ m = 16.5\ kN/m^2$

L'incremento sismico di spinta dell'acqua si valuta con l'espressione seguente:

$pws = 7/8 \times \gamma_w \times k_h \times (z\ H)^{1/2} = 7/8 \times 10\ kN/m^3 \times 0.224 \times (1.65 \times 1.65)^{1/2} = 3.23\ kN/m^2$

con:

k_h, coefficiente sismico orizzontale;

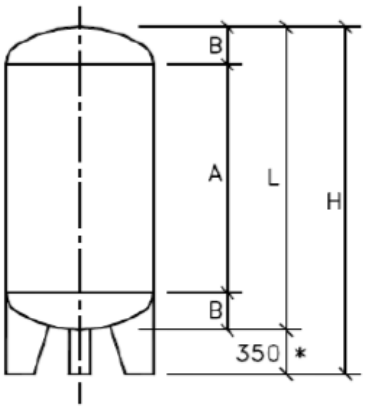
H, altezza del paramento.

Dal momento che nei pesi indicati dal fornitore non sono state considerate le azioni di sisma e vento, si specifica che di queste azioni si è tenuto conto eseguendo una modellazione mediante elementi semplificati che tengano conto delle altezze baricentriche, delle masse sismiche e delle superfici investite dal vento, per ciascuna delle apparecchiature in progetto.

Per la geometria dei serbatoi si è fatto riderimento ai dati del fornitore.

SERBATOI VERTICALI CON PIEDI
VERTICAL DISHED BOTTOMS TANKS ON LEGS
VERTIKALE BEHÄLTER MIT FÜßEN

∅ 2200



❑ **CAPACITÀ FONDO**	=	**1,40**	**m³**
❑ BOTTOM VOLUME	=	1,40	m³
❑ BODENVOLUMEN	=	1,40	m³
❑ **AREA SEZIONE**	=	**3,80**	**m²**
❑ SECTION AREA	=	3,80	m²
❑ SCHNITTFLÄCHE	=	3,80	m²

volume=20mc - A=4550mm - b=590mm - L=5730mm - H=6080mm - Piedi= n°3

AZIONE DEL VENTO PAR. 3.3 NTC18

DEFINIZIONE DEI DATI

zona:

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

Classe di rugosità del terreno:

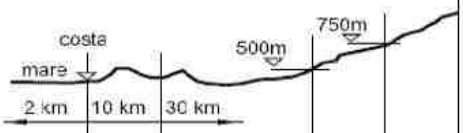
B) Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive. Lago (con larghezza pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa)

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

Nelle fasce entro i 40km dalla costa delle zone 1,2,3,4,5 e 6 la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

a_s (altitudine sul livello del mare della costruzione):	138	[m]
Distanza dalla costa	35	[km]
T_R (Tempo di ritorno):	50	[anni]
Categoria di esposizione	IV	

ZONE 1,2,3,4,5

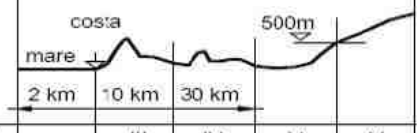


A	- -	IV	IV	V	V	V
B	- -	III	III	IV	IV	IV
C	- -	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5

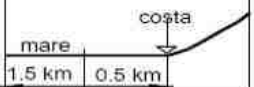
** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

ZONA 6



A	- -	III	IV	V	V
B	- -	II	III	IV	IV
C	- -	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

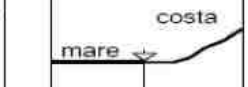
ZONE 7,8



A	- -	- -	IV
B	- -	- -	IV
C	- -	- -	III
D	I	II	*

* Categoria II in zona 8
Categoria III in zona 7

ZONA 9



A	- -	I
B	- -	I
C	- -	I
D	I	I

Altezza del colmo della copertura, rispetto al suolo e inclinazione della falda sopravento

E' consigliabile calcolare la pressione del vento per ogni facciata del fabbricato modificando i parametri per ogni caso. Nel caso di studio su prospetto di timpano, la valutazione della pressione del vento si conduce come se la copertura fosse piana e la parete alta fino alla linea di colmo. Nel caso di coperture a padiglione, la valutazione delle pressioni si esegue su ogni facciata del fabbricato utilizzando di volta in volta l'angolo della falda investito dal vento. Nel caso di coperture curve, si deve inserire l'angolo della retta tangente al bordo della copertura, in sostanza l'angolo di attacco della copertura. (per cupole a tutto sesto l'angolo è di 90°, per cupole a sesto ribassato è minore di 90°). Nel caso di studio su prospetto piano l'analisi si conduce come su prospetto di timpano. Si osserva che oltre alle pressioni andrebbe considerata anche la forza tangenziale esercitata dal vento sul fabbricato. Generalmente essa si trascura, è necessaria modellarla solo per grandi coperture piane ad esempio: coperture di grandi capannoni industriali. Il foglio di calcolo è utilizzabile per fabbricati a base rettangolare.

La copertura è curva: **no**

H di colmo **6.60 m**

Direzione del vento→

6.60 m H di gronda

*Vale sia per le falde che per le cupole (a base rettangolare)

CALCOLO VELOCITA' DI RIFERIMENTO DEL VENTO §3.3.2.

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	ks	C_a
3	27	500	0.37	1.000

$v_b = v_{b,0} * ca$

ca =1 per as ≤ a0

ca = 1 + ks (as/a0 - 1) per $a_0 < a_s \leq 1500$ m

v_b (velocità base di riferimento) 27.00 m/s

$v_r = v_b * cr$

Cr coefficiente di ritorno 1.00

v_r (velocità di riferimento) 27.02 m/s

PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO §3.3.6.

q_r (pressione cinetica di riferimento [N/mq])

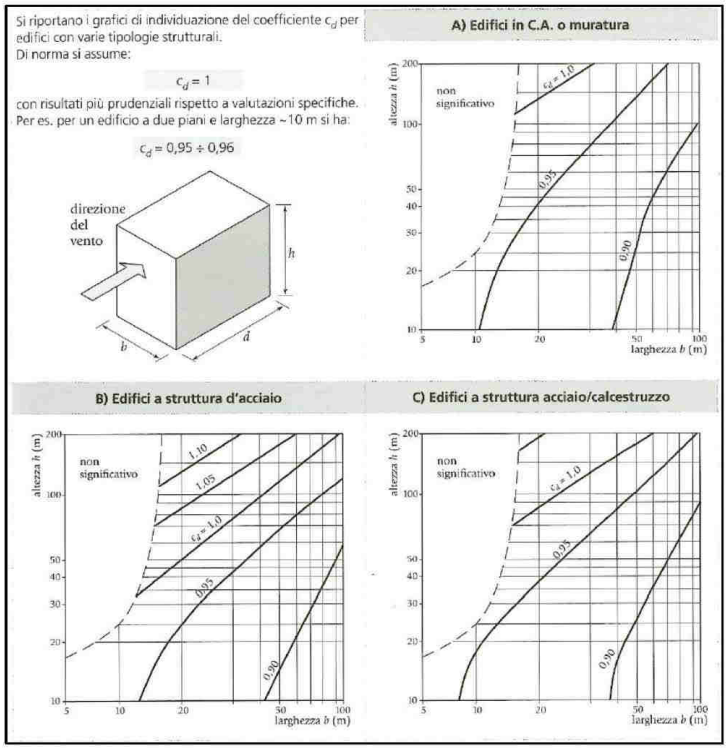
$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2$ (ρ = 1,25 kg/m³)

Pressione cinetica di riferimento qr 456.29 [N/m²]

CALCOLO DEI COEFFICIENTI

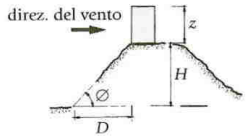
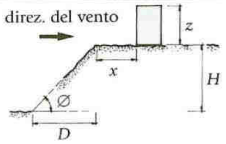
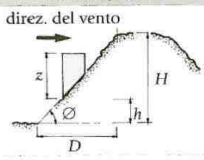
Coefficiente dinamico [§3.3.8] c_d **1.00**

Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.



Coefficiente Topografico (Orografico)

Il coefficiente topografico si assume di norma uguale ad 1, sia per zone pianeggianti, ondulate, collinose e montane. Nel caso di costruzioni che sorgono presso la sommità di colline o pendii isolati si procede nel modo seguente:

1	2	3
Costruzioni ubicate sulla cresta di una collina	Costruzioni ubicate sul livello superiore	Costruzioni ubicate su di un pendio
		
$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma$	$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \cdot \left(1 - 0,1 \cdot \frac{x}{H}\right) \geq 1$	$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \cdot \frac{h}{H}$

Coefficiente β				Coefficiente γ			
per:	$\frac{z}{H} \leq 0,75$	$0,75 \leq \frac{z}{H} \leq 2$	$\frac{z}{H} \geq 2$	per:	$\frac{H}{D} \leq 0,10$	$0,10 < \frac{H}{D} \leq 0,30$	$\frac{H}{D} > 0,3$
β	$\beta = 0,5$	$\beta = 0,8 - 0,4 \cdot \frac{z}{H}$	$\beta = 0$	γ	$\gamma = 0$	$\gamma = 5\left(\frac{H}{D} - 0,10\right)$	$\gamma = 1$

Caso selezionato: Condizione non isolata

Il coefficiente topografico vale: c_t **1.00**

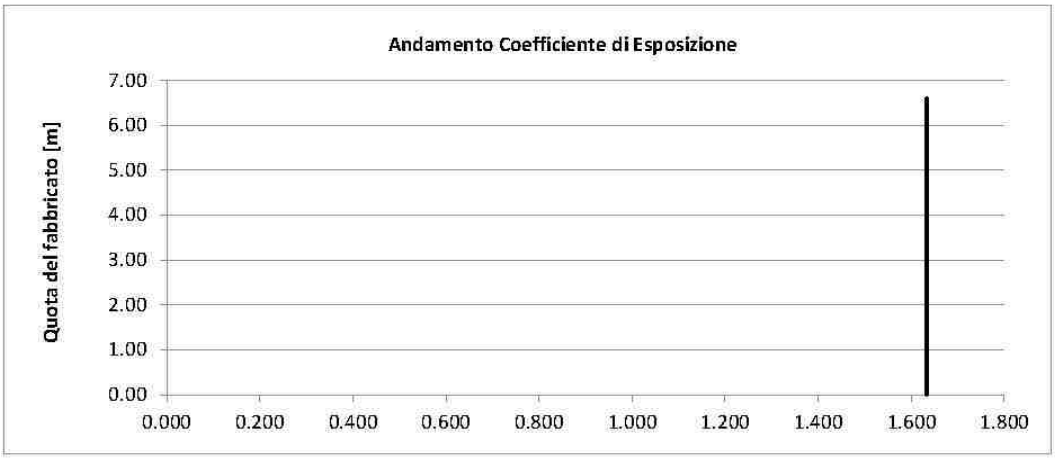
Coefficiente di esposizione [§3.3.7]

Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito (e quindi dalla classe di rugosità del terreno) ove sorge la costruzione; per altezze non maggiori di z=200m valgono le seguenti espressioni

$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0)\,[7+c_t \cdot \ln(z/z_0)]$ per $z \geq z_{min}$
$c_e(z) = c_e(z_{min})$ per $z < z_{min}$

k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
0.22	0.30	8.00

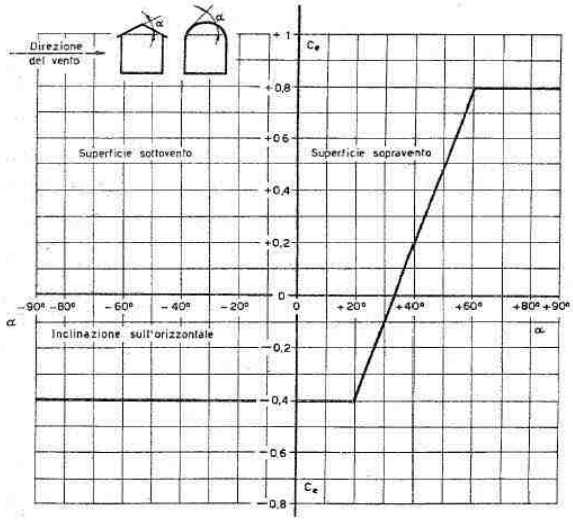
Coefficiente di esposizione minimo	$c_{e,min}$	**1.63**	z < 8.00
Coefficiente di esposizione alla gronda	$c_{e,gronda}$	**1.63**	z = 6.60
Coefficiente di esposizione al colmo	$c_{e,colmo}$	**1.63**	z = 6.60



Coefficiente di forma

Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate, curve

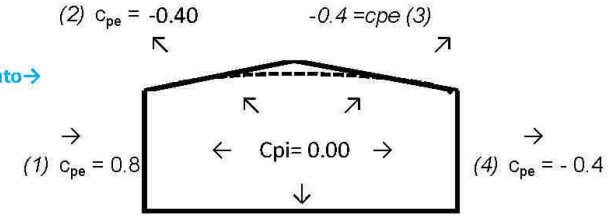
E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.



Costruzioni completamente stagne

Configurazione più svantaggiosa

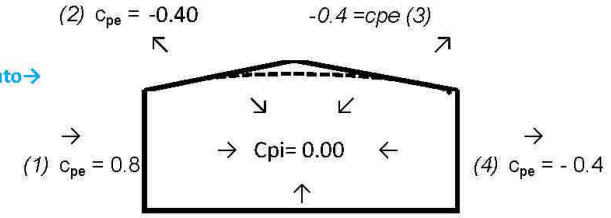
	c_p
(1) parete sopravento	0.80
(2) copertura sopravento	-0.40
(3) copertura sottovento	-0.40
(4) parete sottovento	-0.40



Configurazione A

Configurazione B

	c_p
(1) parete sopravento	0.80
(2) copertura sopravento	-0.40
(3) copertura sottovento	-0.40
(4) parete sottovento	-0.40



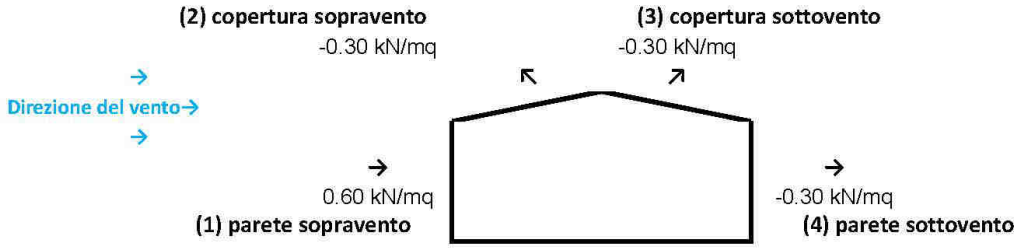
Configurazione B

PRESSIONI DEL VENTO

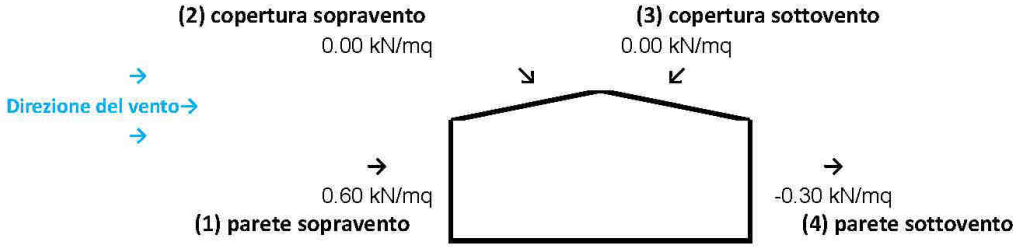
Combinazione più sfavorevole per pareti e copertura:

Valori massimi della pressione per ogni elemento
p (pressione del vento) = $q_r \cdot c_d \cdot c_t \cdot c_e \cdot c_p$
c_d (coefficiente dinamico) c_t (coefficiente topografico) c_e (coefficiente di esposizione)
c_p (coefficiente di forma)

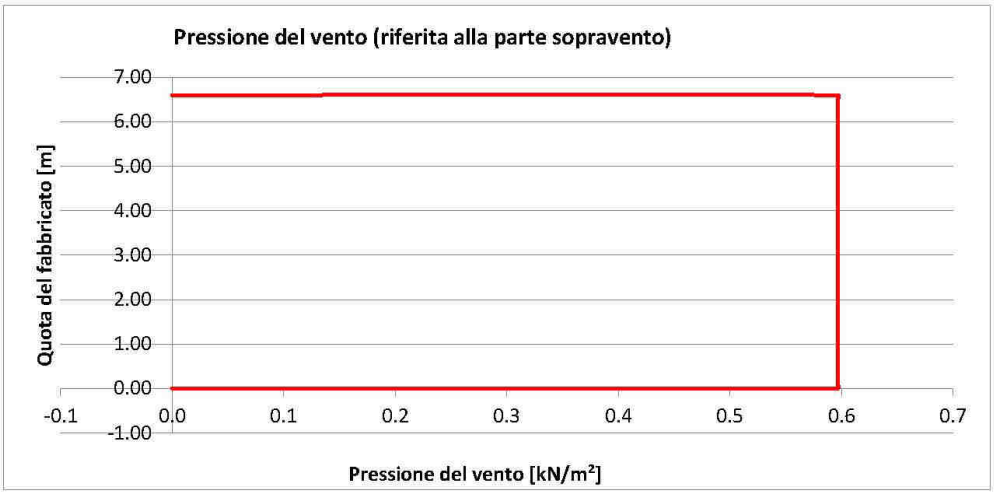
	p [kN/m²]	c_d	c_t	c_e	c_p	P [kN/m²]
(1) par. sopravent.	0.456	1.00	1.00	1.634	0.80	**0.60**
(2) cop. sopravent.	0.456	1.00	1.00	1.634	-0.40	**-0.30**
(3) cop. Sottovent.	0.456	1.00	1.00	1.634	-0.40	**-0.30**
(4) par. sottovent.	0.456	1.00	1.00	1.634	-0.40	**-0.30**

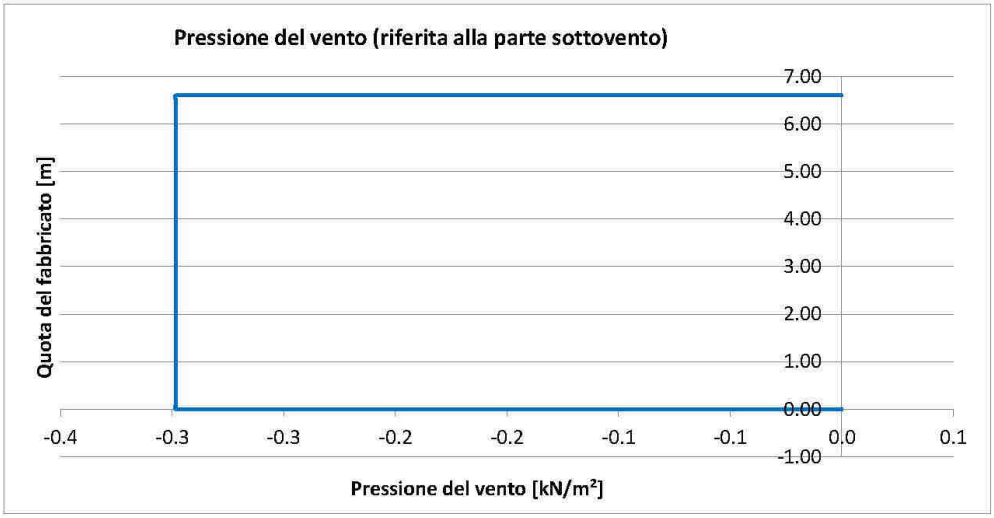


Valori medi della pressione per ogni elemento (da utilizzare per caricare il modello FEM)



Andamento delle pressioni più svataggiose





PRESSIONI DEL VENTO IN DIREZIONE TANGENZIALE [§3.3.5]

Tipo di superficie: Scabra

Pressione tangenziale del vento qtan **14.91** **[N/m²]**

*Si applica solitamente alle superfici piane di grande estensione

5.10 PIPE-RACK

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Canale aria .....0.5 kN/m

Carico permanente non strutturale totale G_{2k} 0.5 kN/m

AZIONI DELLA TEMPERATURA

Per gli effetti della temperatura, in linea con quanto previsto dalle norme tecniche, sono state considerate le seguenti variazioni termiche:

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	± 15 °C
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	± 10 °C
Strutture in acciaio esposte	± 25 °C
Strutture in acciaio protette	± 15 °C

AZIONE DEL VENTO PAR. 3.3 NTC18

DEFINIZIONE DEI DATI

zona:

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

Classe di rugosità del terreno:

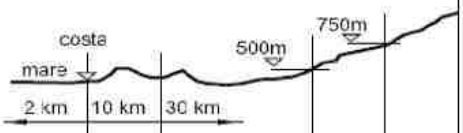
B) Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive. Lago (con larghezza pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa)

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

Nelle fasce entro i 40km dalla costa delle zone 1,2,3,4,5 e 6 la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

a_s (altitudine sul livello del mare della costruzione):	138	[m]
Distanza dalla costa	35	[km]
T_R (Tempo di ritorno):	50	[anni]
Categoria di esposizione	IV	

ZONE 1,2,3,4,5

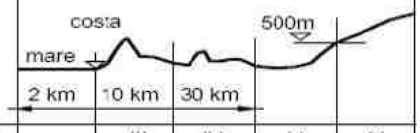


A	- -	IV	IV	V	V	V
B	- -	III	III	IV	IV	IV
C	- -	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5

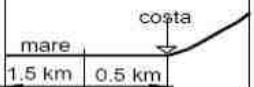
** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

ZONA 6



A	- -	III	IV	V	V
B	- -	II	III	IV	IV
C	- -	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

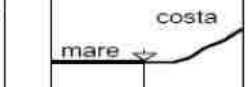
ZONE 7,8



A	- -	- -	IV
B	- -	- -	IV
C	- -	- -	III
D	I	II	*

* Categoria II in zona 8
Categoria III in zona 7

ZONA 9



A	- -	I
B	- -	I
C	- -	I
D	I	I

Altezza del colmo della copertura, rispetto al suolo e inclinazione della falda sopravento

E' consigliabile calcolare la pressione del vento per ogni facciata del fabbricato modificando i parametri per ogni caso. Nel caso di studio su prospetto di timpano, la valutazione della pressione del vento si conduce come se la copertura fosse piana e la parete alta fino alla linea di colmo. Nel caso di coperture a padiglione, la valutazione delle pressioni si esegue su ogni facciata del fabbricato utilizzando di volta in volta l'angolo della falda investito dal vento. Nel caso di coperture curve, si deve inserire l'angolo della retta tangente al bordo della copertura, in sostanza l'angolo di attacco della copertura. (per cupole a tutto sesto l'angolo è di 90°, per cupole a sesto ribassato è minore di 90°). Nel caso di studio su prospetto piano l'analisi si conduce come su prospetto di timpano. Si osserva che oltre alle pressioni andrebbe considerata anche la forza tangenziale esercitata dal vento sul fabbricato. Generalmente essa si trascura, è necessaria modellarla solo per grandi coperture piane ad esempio: coperture di grandi capannoni industriali. Il foglio di calcolo è utilizzabile per fabbricati a base rettangolare.

La copertura è curva: **no**

H di colmo **7.70 m**

Direzione del vento→

H di gronda

*Vale sia per le falde che per le cupole (a base rettangolare)

CALCOLO VELOCITA' DI RIFERIMENTO DEL VENTO §3.3.2.

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	ks	C_a
3	27	500	0.37	1.000

$v_b = v_{b,0} * ca$

ca =1 per as ≤ a0

ca = 1 + ks (as/a0 - 1) per $a_0 < a_s \leq 1500$ m

v_b (velocità base di riferimento) 27.00 m/s

$v_r = v_b * cr$

Cr coefficiente di ritorno 1.00

v_r (velocità di riferimento) 27.02 m/s

PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO §3.3.6.

q_r (pressione cinetica di riferimento [N/mq])

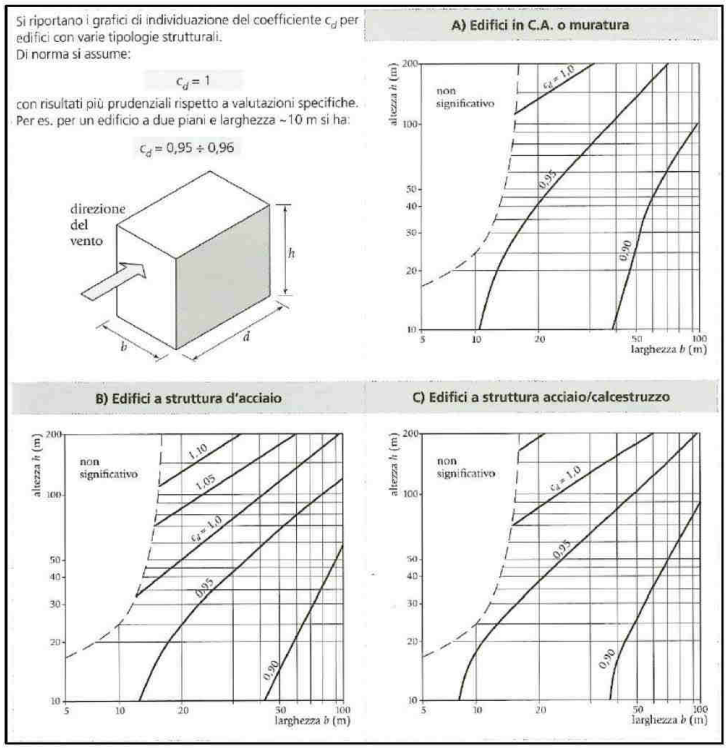
$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2$ (ρ = 1,25 kg/m³)

Pressione cinetica di riferimento qr 456.29 [N/m²]

CALCOLO DEI COEFFICIENTI

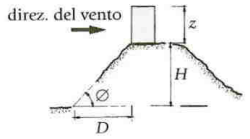
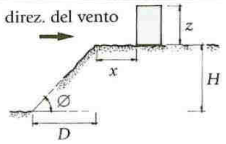
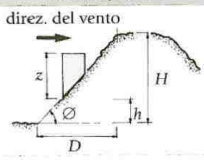
Coefficiente dinamico [§3.3.8] c_d **1.00**

Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.



Coefficiente Topografico (Orografico)

Il coefficiente topografico si assume di norma uguale ad 1, sia per zone pianeggianti, ondulate, collinose e montane. Nel caso di costruzioni che sorgono presso la sommità di colline o pendii isolati si procede nel modo seguente:

1	2	3
Costruzioni ubicate sulla cresta di una collina	Costruzioni ubicate sul livello superiore	Costruzioni ubicate su di un pendio
		
$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma$	$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \cdot \left(1 - 0,1 \cdot \frac{x}{H}\right) \geq 1$	$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \cdot \frac{h}{H}$

Coefficiente β				Coefficiente γ			
per:	$\frac{z}{H} \leq 0,75$	$0,75 \leq \frac{z}{H} \leq 2$	$\frac{z}{H} \geq 2$	per:	$\frac{H}{D} \leq 0,10$	$0,10 < \frac{H}{D} \leq 0,30$	$\frac{H}{D} > 0,3$
β	$\beta = 0,5$	$\beta = 0,8 - 0,4 \cdot \frac{z}{H}$	$\beta = 0$	γ	$\gamma = 0$	$\gamma = 5\left(\frac{H}{D} - 0,10\right)$	$\gamma = 1$

Caso selezionato: Condizione non isolata

Il coefficiente topografico vale: c_t **1.00**

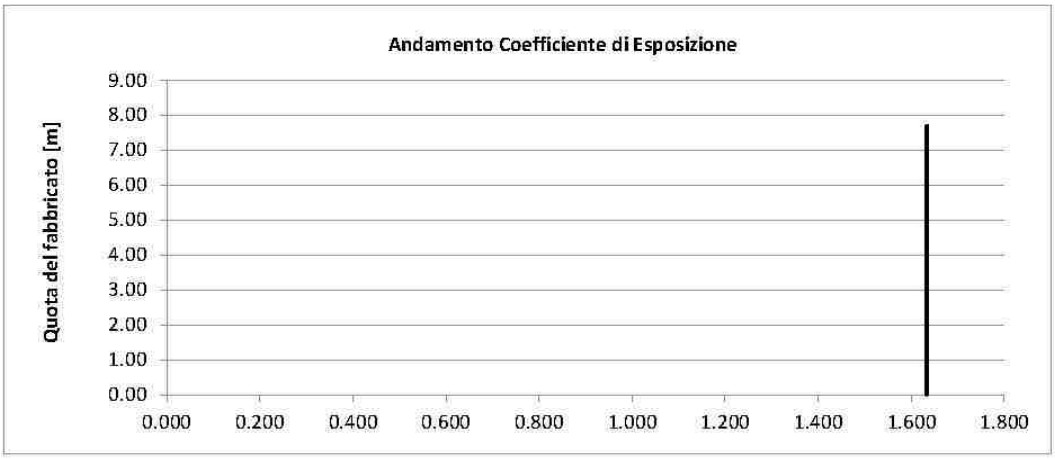
Coefficiente di esposizione [§3.3.7]

Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito (e quindi dalla classe di rugosità del terreno) ove sorge la costruzione; per altezze non maggiori di z=200m valgono le seguenti espressioni

$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0)\,[7+c_t \cdot \ln(z/z_0)]$ per $z \geq z_{min}$
$c_e(z) = c_e(z_{min})$ per $z < z_{min}$

k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
0.22	0.30	8.00

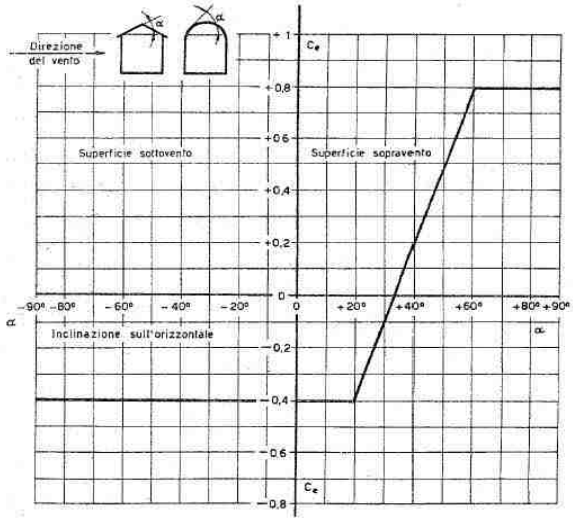
Coefficiente di esposizione minimo	$c_{e,min}$	**1.63**	z < 8.00
Coefficiente di esposizione alla gronda	$c_{e,gronda}$	**1.63**	z = 7.70
Coefficiente di esposizione al colmo	$c_{e,colmo}$	**1.63**	z = 7.70



Coefficiente di forma

Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate, curve

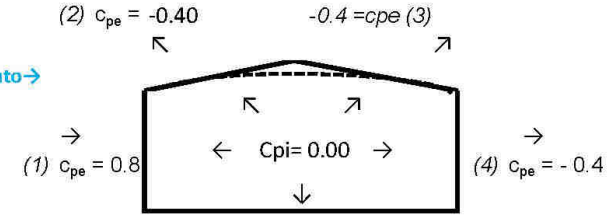
E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.



Costruzioni completamente stagne

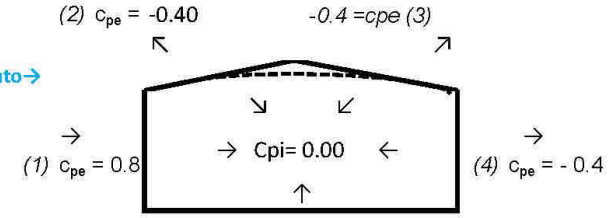
Configurazione più svantaggiosa — **Configurazione A**

	c_p
(1) parete sopravento	0.80
(2) copertura sopravento	-0.40
(3) copertura sottovento	-0.40
(4) parete sottovento	-0.40



Configurazione A

	c_p
(1) parete sopravento	0.80
(2) copertura sopravento	-0.40
(3) copertura sottovento	-0.40
(4) parete sottovento	-0.40



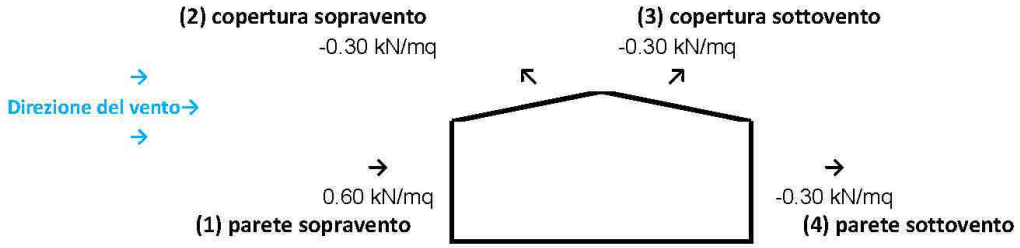
Configurazione B

PRESSIONI DEL VENTO

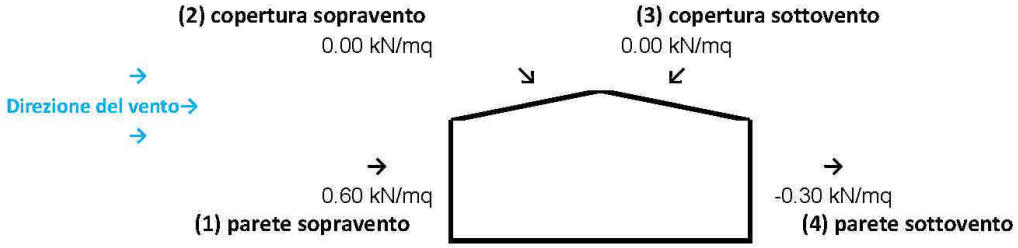
Combinazione più sfavorevole per pareti e copertura:

Valori massimi della pressione per ogni elemento
p (pressione del vento) = $q_r \cdot c_d \cdot c_t \cdot c_e \cdot c_p$
c_d (coefficiente dinamico) c_t (coefficiente topografico) c_e (coefficiente di esposizione)
c_p (coefficiente di forma)

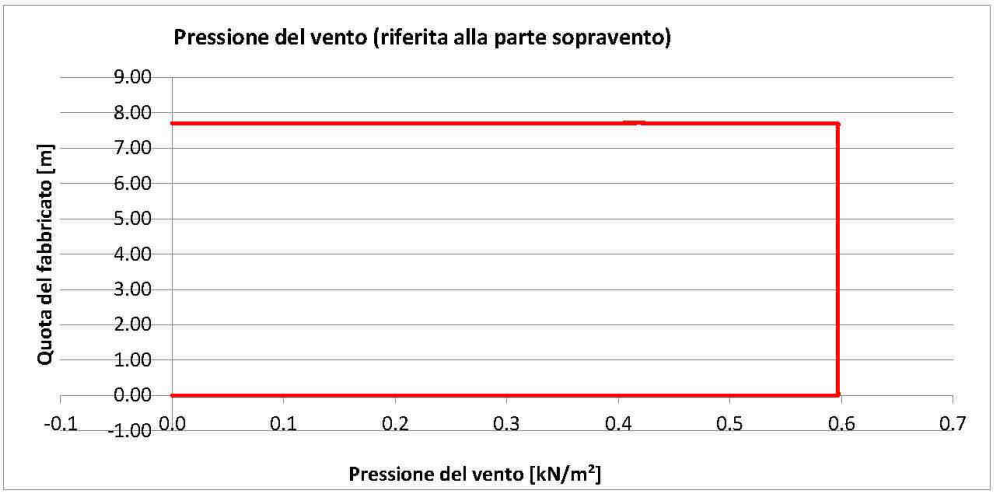
	p [kN/m²]	c_d	c_t	c_e	c_p	P [kN/m²]
(1) par. sopravent.	0.456	1.00	1.00	1.634	0.80	**0.60**
(2) cop. sopravent.	0.456	1.00	1.00	1.634	-0.40	**-0.30**
(3) cop. Sottovent.	0.456	1.00	1.00	1.634	-0.40	**-0.30**
(4) par. sottovent.	0.456	1.00	1.00	1.634	-0.40	**-0.30**

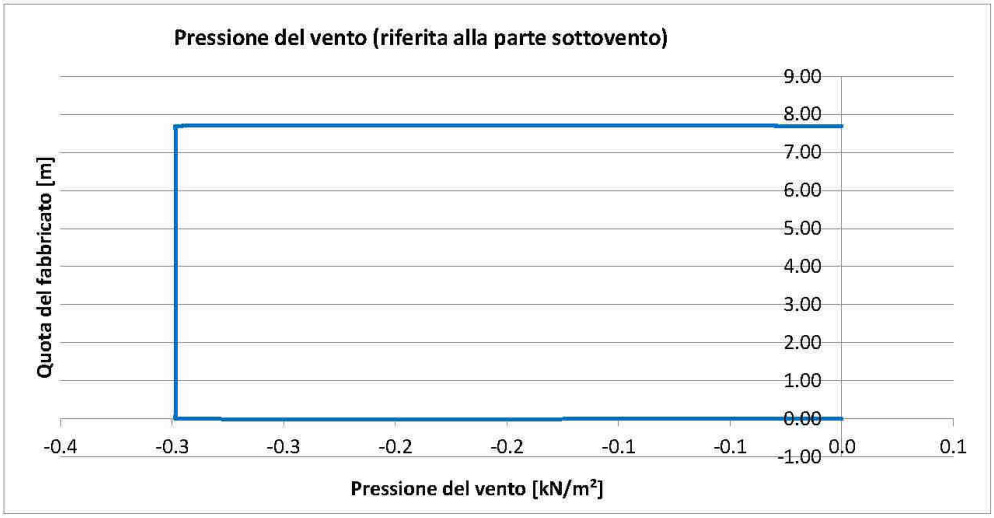


Valori medi della pressione per ogni elemento (da utilizzare per caricare il modello FEM)



Andamento delle pressioni più svataggiose





PRESSIONI DEL VENTO IN DIREZIONE TANGENZIALE [§3.3.5]

Tipo di superficie: Scabra

Pressione tangenziale del vento qtan **14.91** **[N/m²]**

*Si applica solitamente alle superfici piane di grande estensione

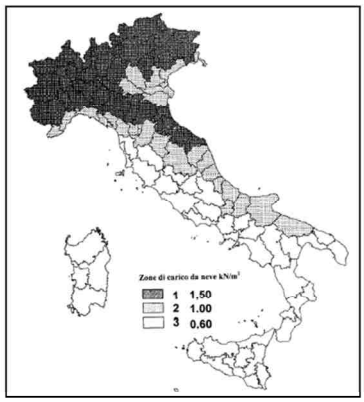
CARICO NEVE

MACROZONAZIONE

Regione geografica

Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia Tempio, Oristano

Zona	III		
a_s=	138.21	m	Altitudine sul livello del mare
q_{sk} =	0.60	kN/m^2	Carico neve al suolo (T_R=50 anni)



Proprietà della costruzione

II - Costruzione ordinaria

T_R =	50	anni	Periodo di ritorno del fenomeno
V=	0.4		Coeff. di variaz. del carico neve max annuale
c_R =	1.000		Coefficiente periodo di ritorno
$q_{ref}(T_R)$=	0.60	kN/m^2	Carico neve al suolo per T_R scelto

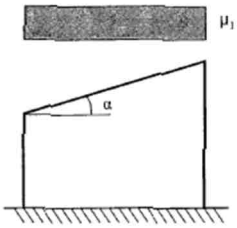
MICROZONAZIONE

Coefficiente di esposizione

Aree in cui non è presente una signif. rimoz. di neve sulla costr. prodotta dal vento, a causa del terreno, altre cost

	NORMALE	Classe di topografia
C_E =	1	Coefficiente di esposizione
C_t =	1	Coefficiente termico (assunto unitario in assenza di uno specifico studio)

Copertura ad una falda



α=	0	°	Angolo inclin. falda
μ_1=	0.8		Coefficiente di forma
$q(\mu_1)$=	0.48	kN/m^2	Carico neve (μ_1)

6 CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO

Le verifiche sono svolte secondo il metodi degli stati limite facendo riferimento alle seguenti combinazioni di azioni:

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

$\gamma_{G1}\times G_1 + \gamma_{G2}\times G_2 + \gamma_P\times P + \gamma_{Q1}\times Q_{k1} + \gamma_{Q2}\times\psi_{02}\times Q_{k2} + \gamma Q_3\times\psi_{03}\times Q_{k3} + \ldots$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02}\times Q_{k2} + \psi_{03}\times Q_{k3} + \ldots$

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

$G_1 + G_2 + P + \psi_{11}\times Q_{k1} + \psi_{22}\times Q_{k2} + \psi_{23}\times Q_{k3} + \ldots$

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

$G_1 + G_2 + P + \psi_{21}\times Q_{k1} + \psi_{22}\times Q_{k2} + \psi_{23}\times Q_{k3} + \ldots$

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

$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21}\times Q_{k1} + \psi_{22}\times Q_{k2} + \ldots$

7 ANALISI SVOLTE CON CODICI DI CALCOLO

7.1 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEL CODICE DI CALCOLO

Parte delle analisi e delle verifiche delle strutture analizzate sono state eseguite mediante l'ausilio di codici di calcolo di comprovata validità. Si riportano di seguito le informazioni relative al codice impiegato e gli estremi della licenza d'uso.

Nominativo	SismiCAD 12.14
Produttore	Concrete s.r.l , Padova
Nome utente finale	ICARIA s.r.l
Numero licenza	9692559

7.1.1 Affidabilità dei codici utilizzati

L'analisi preliminare della documentazione a corredo del software impiegato ha consentito di accertarne l'affidabilità e l'idoneità al caso in oggetto.

Il produttore del software fornisce, infatti, un'esauriente documentazione, atta a testimoniarne la validità, all'interno della quale sono descritte le basi teoriche e gli algoritmi impiegati, campi di impiego ed esempi risolti.

7.1.2 Modalità di presentazione dei risultati

I risultati dell'elaborazione sono presentati in modo tale da costituire una sintesi completa ed efficace del comportamento della struttura, sia mediante l'ausilio di schemi grafici riportanti le parti più sollecitate della struttura, le configurazioni deformate e l'entità delle azioni, sia esplicitando i tabulati numerici con l'esito delle principali verifiche, i dati di input, le combinazioni di carico.

7.1.3 Convenzioni relative alle caratteristiche di sollecitazione

La convenzione sui segni per i parametri di sollecitazione delle aste è la seguente:

sforzo normale F1 (N): viene rappresentato nel piano individuato dagli assi 1 e 2. Nel caso di sforzo normale positivo (di trazione) viene disegnato lungo l'asta dalla parte del semiasse 2 positivo;

F2: viene rappresentato nel piano individuato dagli assi 1 e 2. Nel caso di F2 positivo viene disegnato lungo l'asta dalla parte del semiasse 2 positivo;

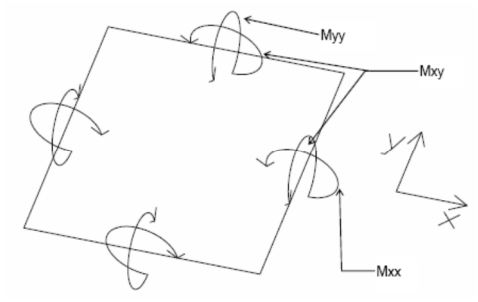
F3: viene rappresentato nel piano individuato dagli assi 1 e 3. Nel caso di F3 positivo viene disegnato lungo l'asta dalla parte del semiasse 3 positivo;

momento torcente M1 (Mt): viene rappresentato nel piano individuato dagli assi 1 e 2. Nel caso di momento torcente positivo viene disegnato lungo l'asta dalla parte del semiasse 2 positivo;

momento M2: viene rappresentato nel piano individuato dagli assi 1 e 3. Nel caso di M2 positivo viene disegnato dalla parte del semiasse 3 negativo;

momento M3: viene rappresentato nel piano individuato dagli assi 1 e 2. Nel caso di M3 positivo viene disegnato dalla parte del semiasse 2 negativo.

In figura è mostrato un elemento infinitesimo di shell orizzontale con indicato il sistema di riferimento e i parametri di sollecitazione Mxx, Myy, Mxy.



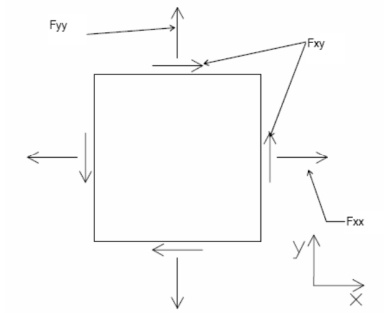
si definiscono:

Mxx: momento flettente [Forza*Lunghezza/Lunghezza] agente sul bordo di normale x (verso positivo indicato dalla freccia in figura che tende le fibre inferiori);

Myy: momento flettente [Forza*Lunghezza/Lunghezza] agente sul bordo di normale y (verso positivo indicato dalla freccia in figura che tende le fibre inferiori);

Mxy: momento torcente [Forza*Lunghezza/Lunghezza] agente sui bordi (verso positivo indicato dalla freccia in figura).

Per quanto riguarda le sollecitazioni estensionali si faccia riferimento alla figura seguente dove per lo stesso elemento infinitesimo di shell orizzontale con indicato il sistema di riferimento e i parametri di sollecitazione Fxx, Fyy, Fxy.



Si definiscono:

Fxx: sforzo estensionale [Forza/Lunghezza] agente sul bordo di normale x (verso positivo indicato dalla freccia in figura che mette in trazione l'elemento);

Fyy: sforzo estensionale [Forza/Lunghezza] agente sul bordo di normale all'asse y (verso positivo indicato dalla freccia in figura che mette in trazione l'elemento);

Fxy: sforzo di taglio [Forza/Lunghezza] agente sui bordi (verso positivo indicato dalla freccia in figura).

Vengono riportati inoltre i tagli fuori dal piano dell'elemento shell:

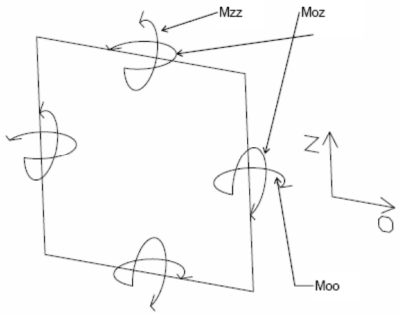
Vx: taglio fuori piano [Forza/Lunghezza] applicato al bordo di normale parallela all'asse x (per il segno si veda l'immagine relativa ai tagli fuori piano nel sistema locale 1, 2, 3 riportata più avanti);

Vy: taglio fuori piano [Forza/Lunghezza] applicato al bordo di normale parallela all'asse y (per il segno si veda l'immagine relativa ai tagli fuori piano nel sistema locale 1, 2, 3 riportata più avanti).

Gusci verticali: pareti e muri

Il sistema di riferimento nel quale sono espressi i parametri di sollecitazione è così definito: "origine appartenente al piano dell'elemento, asse O (ascisse) e z (ordinate) contenuti nel piano dell'elemento e terzo asse ortogonale al piano dell'elemento a formare una terna destrogira". In particolare l'asse O è orizzontale e l'asse z parallelo ed equiverso con l'asse Z globale. Si sottolinea che non ha alcun interesse collocare esattamente nel piano dell'elemento la posizione dell'origine in quanto i parametri di sollecitazione sono invarianti rispetto a tale posizione.

In figura è mostrato un elemento infinitesimo di shell orizzontale con indicato il sistema di riferimento e i parametri di sollecitazione Moo, Mzz, Moz.

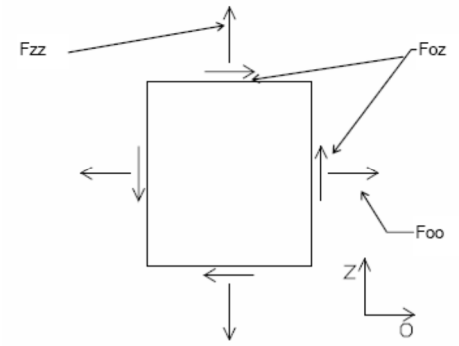


Moo: momento flettente distribuito [Forza*Lunghezza/Lunghezza] applicato al bordo di normale parallela all'asse O (verso positivo indicato dalla freccia in figura che tende le fibre inferiori);

Mzz: momento flettente distribuito [Forza*Lunghezza/Lunghezza] applicato al bordo di normale parallela all'asse z (verso positivo indicato dalla freccia in figura che tende le fibre inferiori);

Moz: momento "torcente" distribuito [Forza*Lunghezza/Lunghezza] applicato sui bordi (verso positivo indicato dalla freccia in figura). Per quanto riguarda le sollecitazioni estensionali si faccia

riferimento alla figura seguente dove per lo stesso elemento infinitesimo di shell con indicato il sistema di riferimento i parametri di sollecitazione Foo, Fzz, Foz sono rispettivamente:



Fzz: sforzo tensionale distribuito [Forza/Lunghezza] applicato al bordo di normale parallela all'asse z (verso positivo indicato dalla freccia in figura che mette in trazione l'elemento);

Foo: sforzo tensionale distribuito [Forza/Lunghezza] applicato al bordo di normale parallela all'asse O (verso positivo indicato dalla freccia in figura che mette in trazione l'elemento);

Foz: sforzo tagliante distribuito [Forza/Lunghezza] applicato sui bordi (verso positivo indicato dalla freccia in figura).

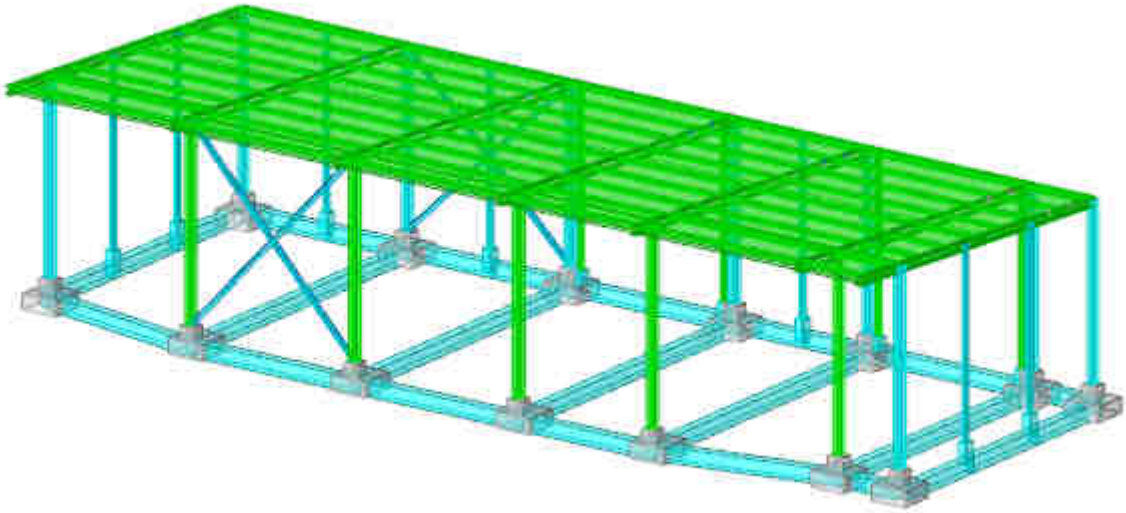
8 VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

8.1 AVANCORPO LATO EST

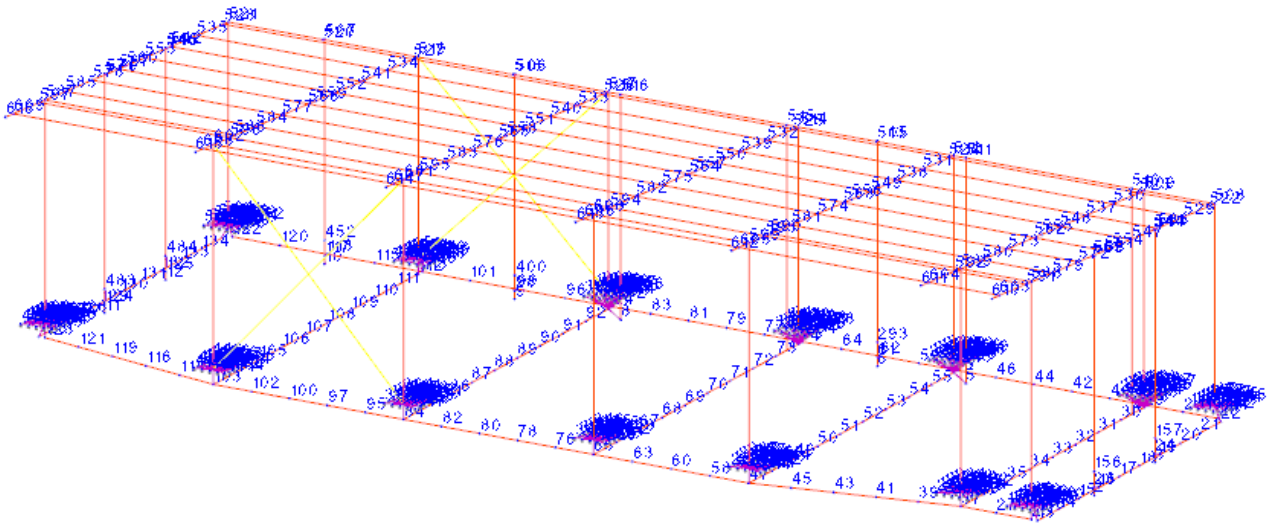
8.1.1 Schemi grafici riepilogativi

MODELLO DI CALCOLO ADOTTATO

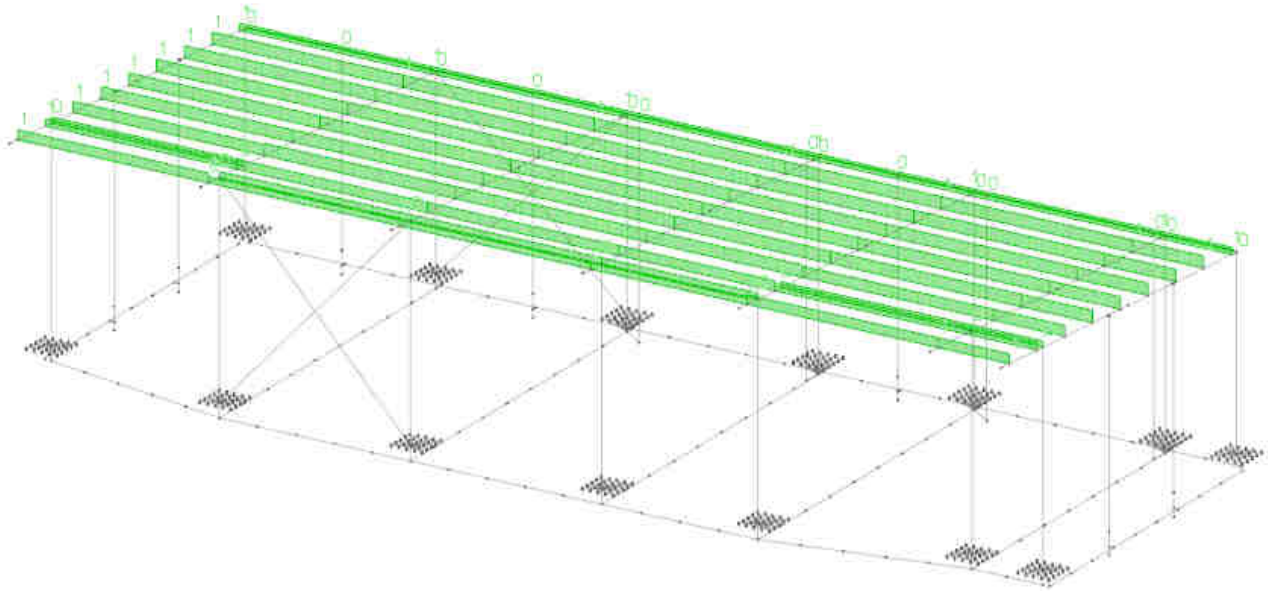
Vista assonometrica della geometria del modello



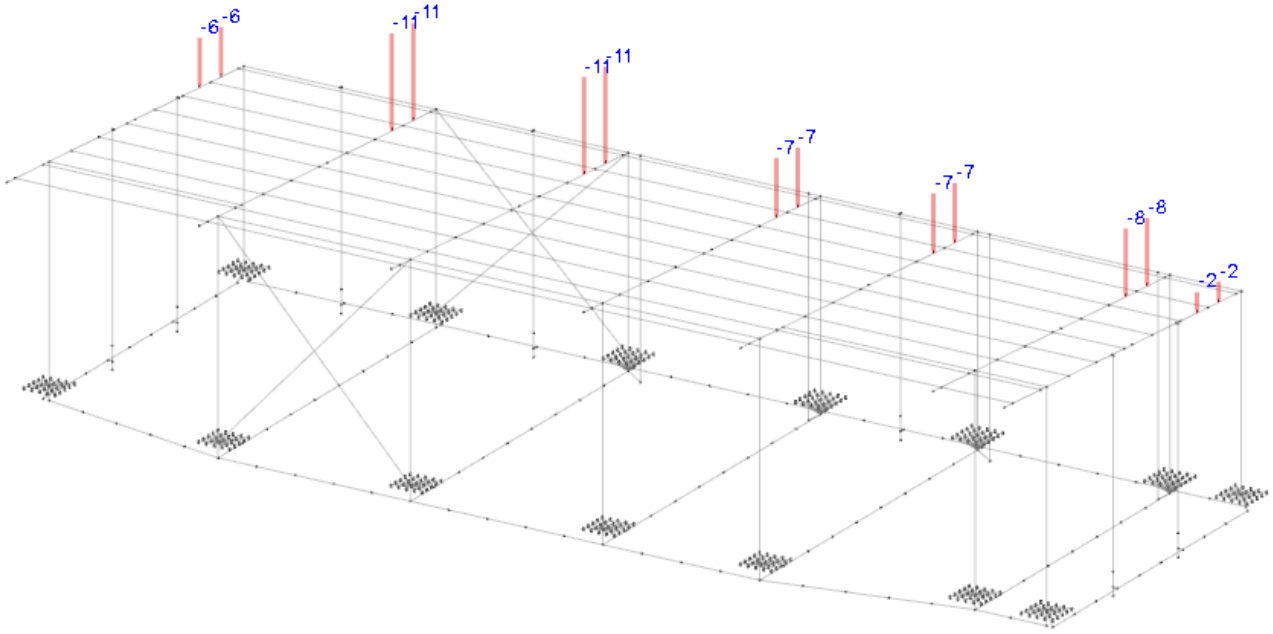
Vista assonometrica del modello f.e.m. con numerazione di aste e nodi



Carichi applicati in condizione "Variabile H" [kN]

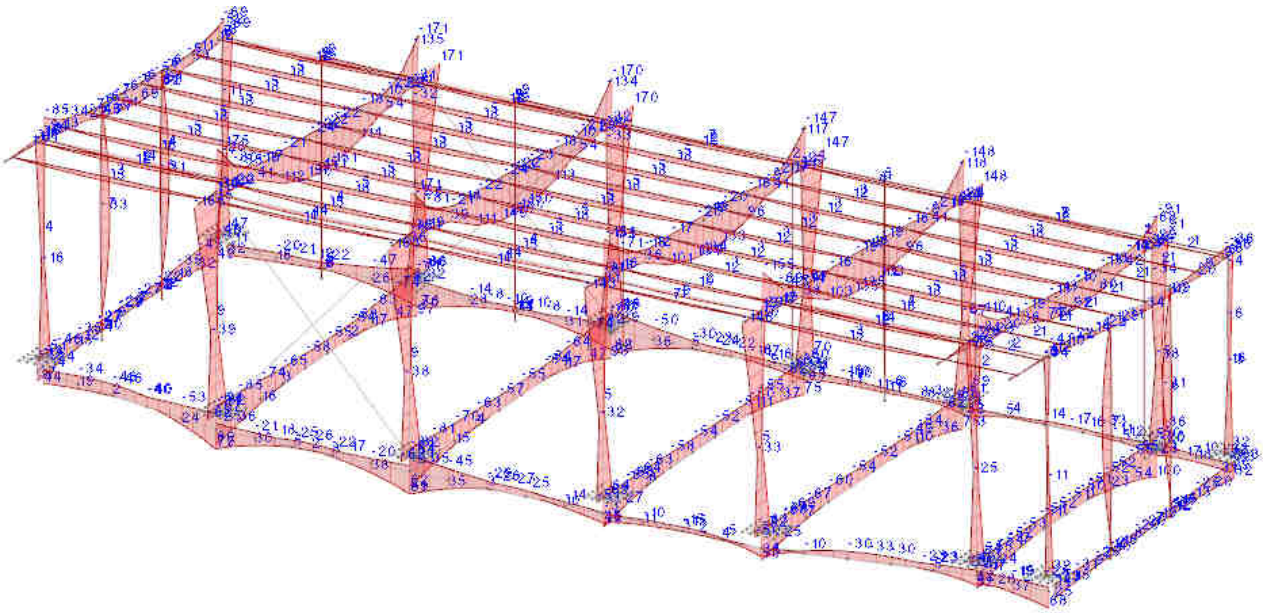


Carichi applicati in condizione "Permanenti Portati" [kN]

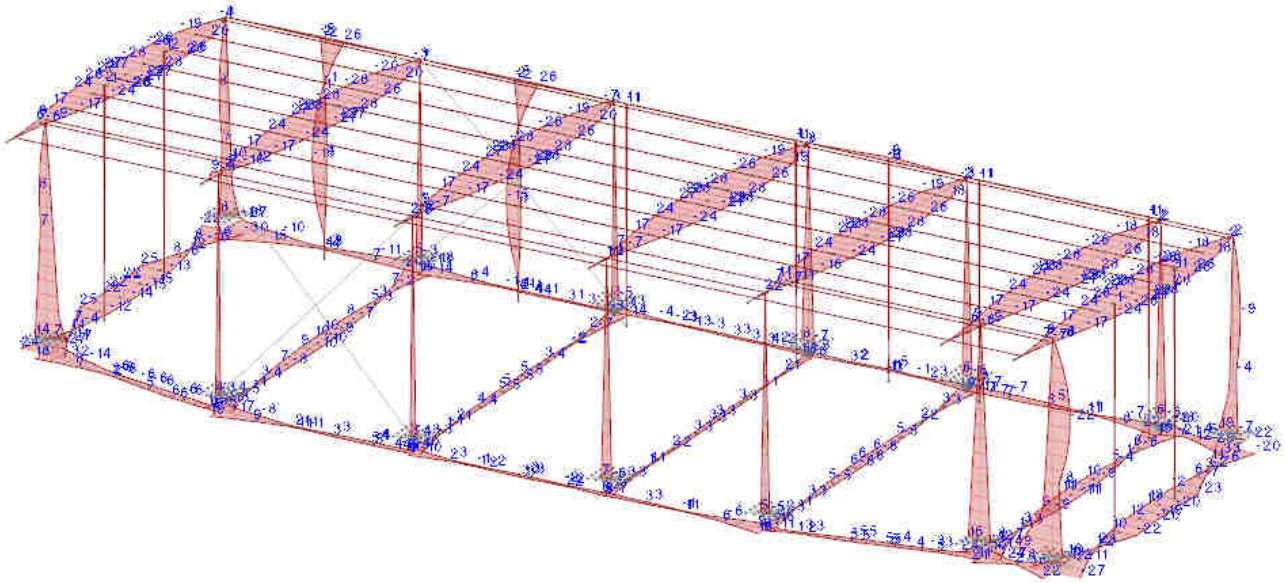


PRINCIPALI CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

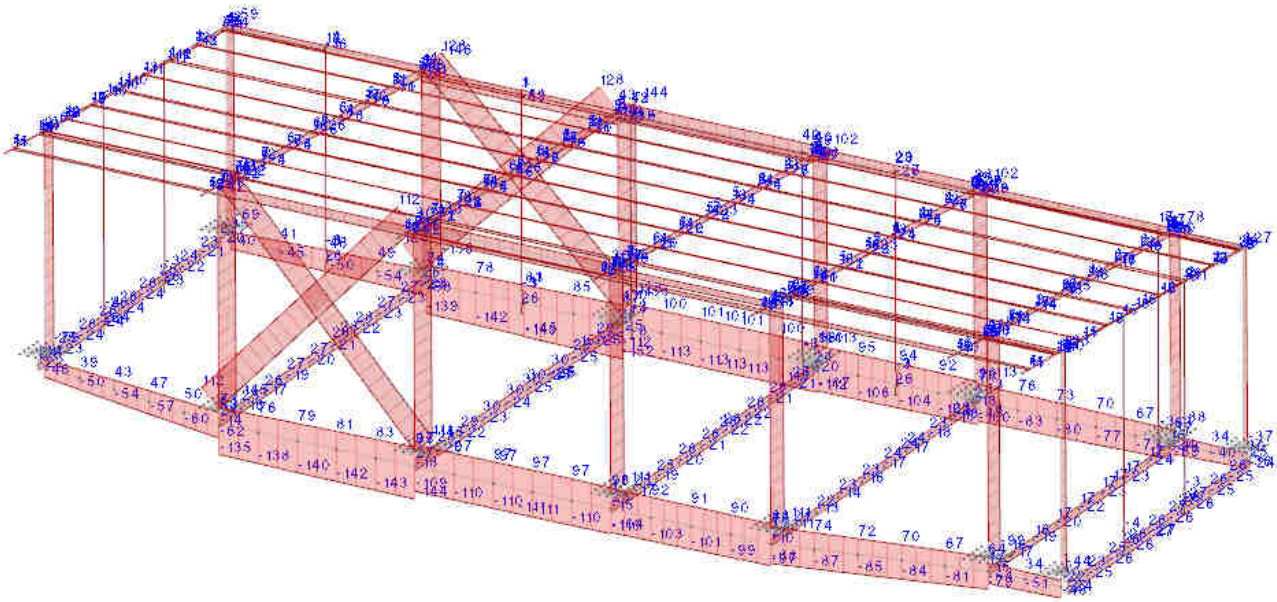
Inviluppo momento flettente M3 [kNm]



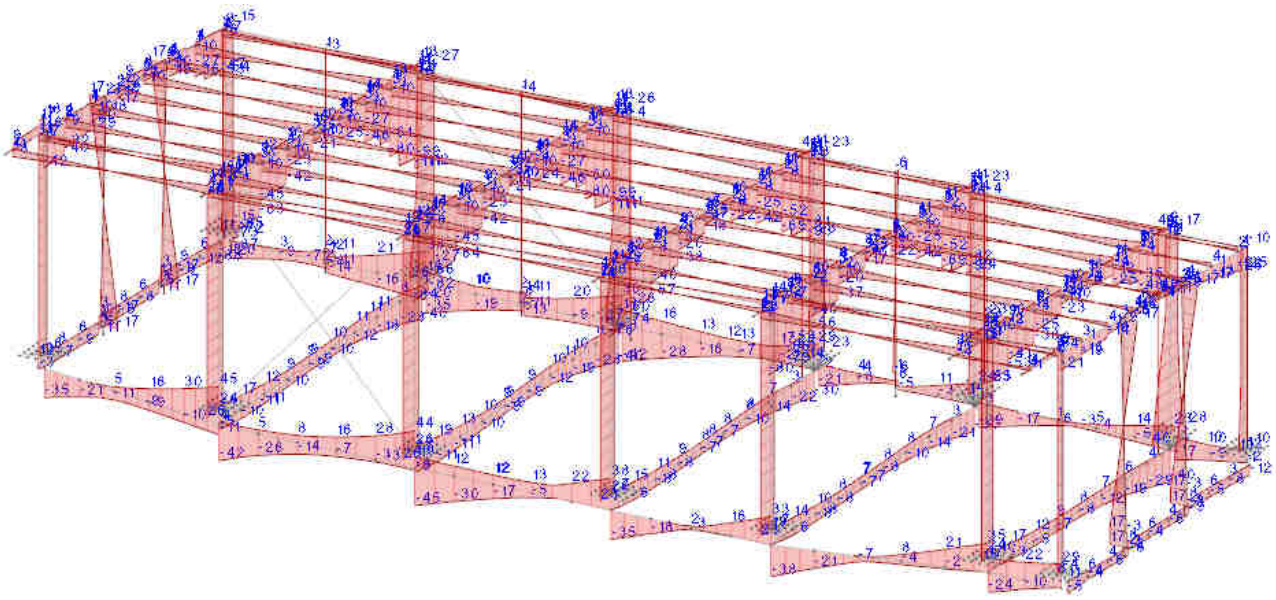
Inviluppo momento flettente M2 [kNm]



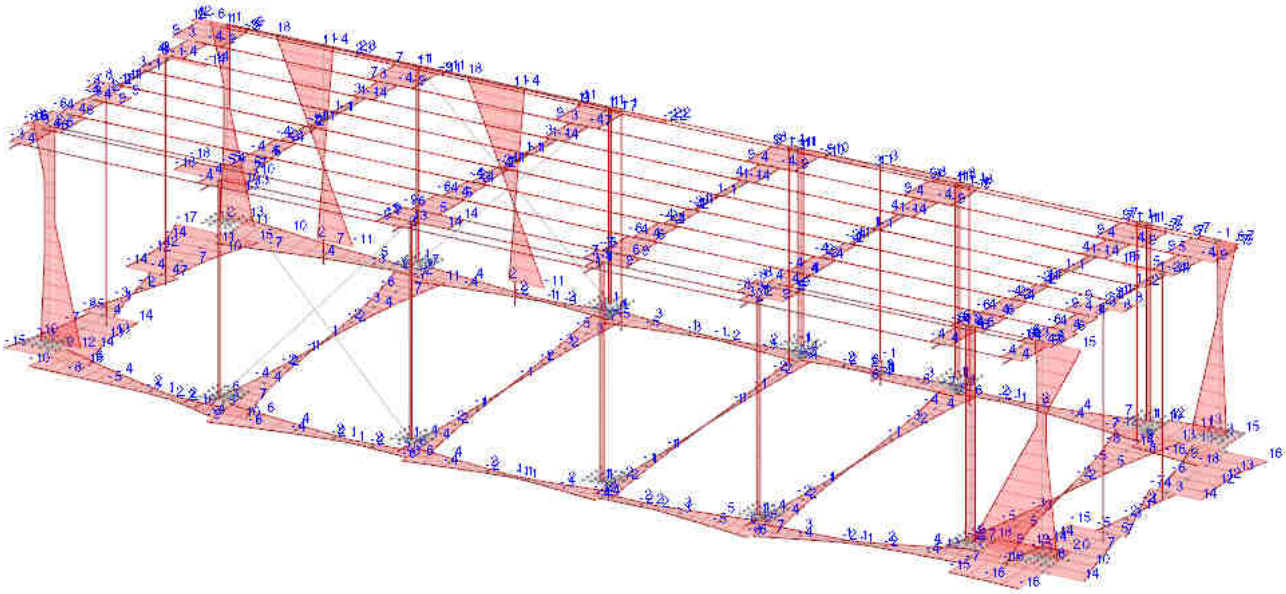
Inviluppo sforzo normale N [kN]



Inviluppo taglio V2 [kN]

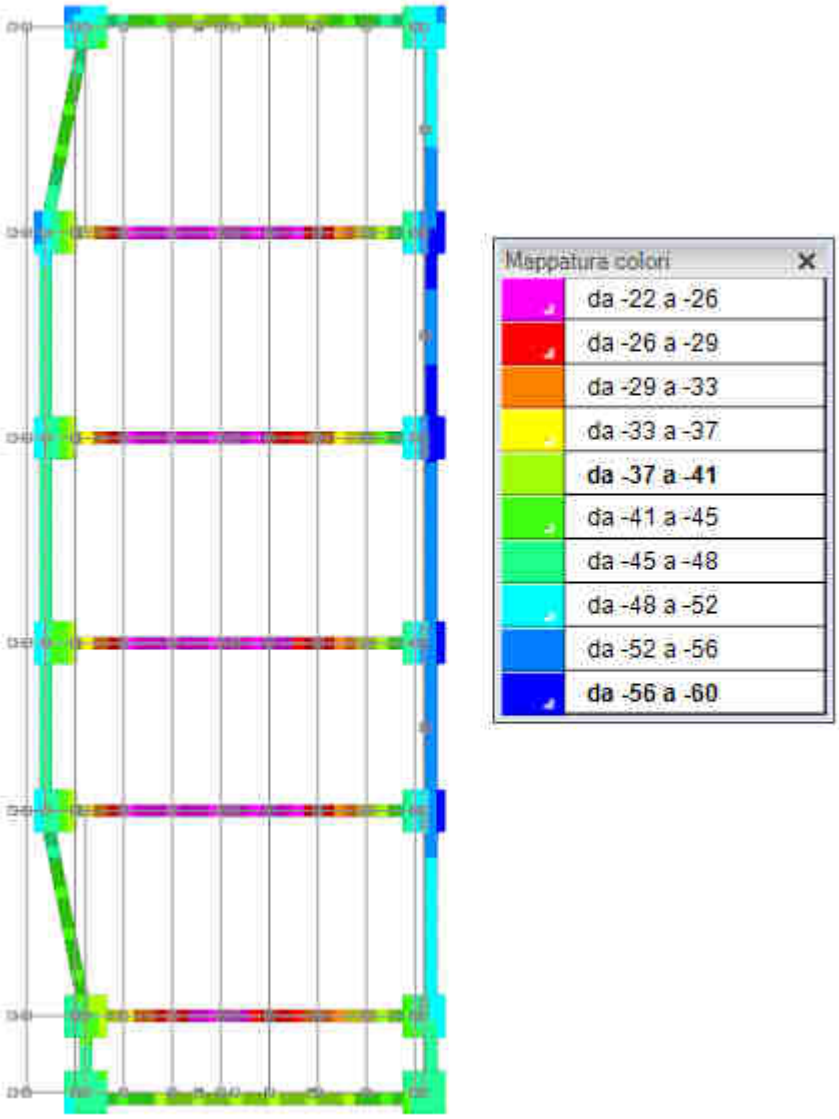


Inviluppo taglio V3 [kN]



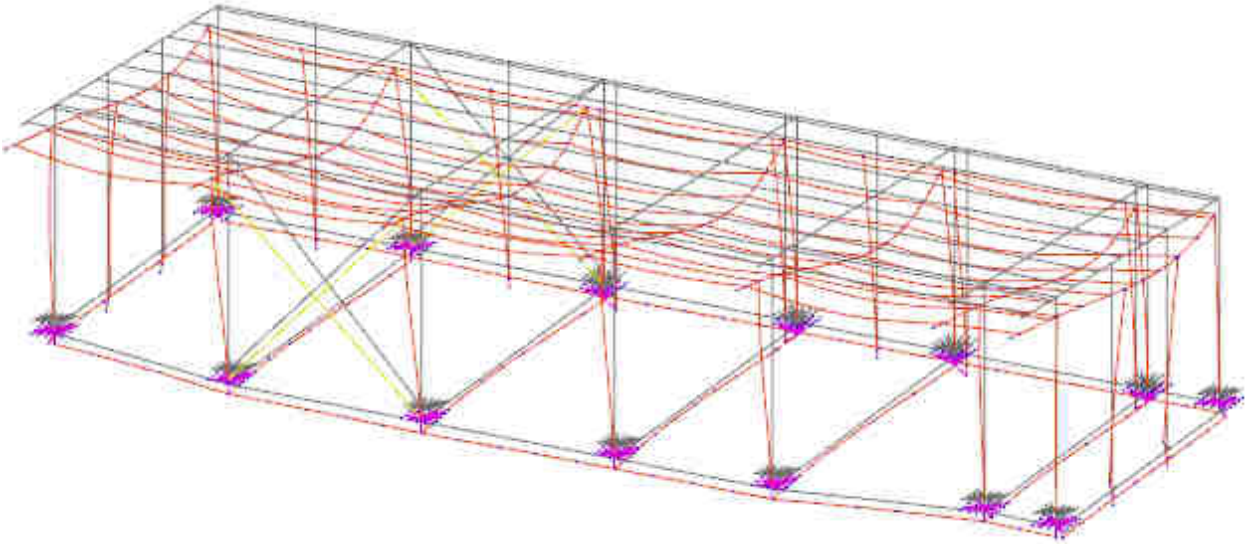
MASSIME PRESSIONI IN FONDAZIONE

Massime pressioni in fondazione [kN/m²]

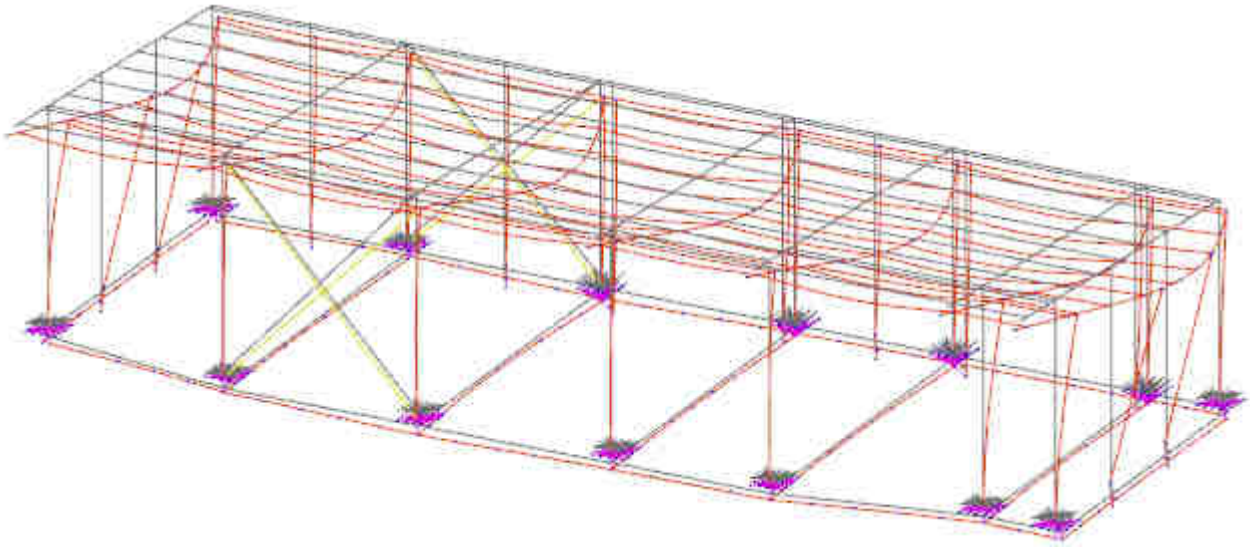


PRINCIPALI CONFIGURAZIONI DEFORMATE

Deformata in condizione SLV 1



Deformata in condizione SLV 5



8.1.2 Verifica giunto sismico

Si verifica il giunto sismico, tra avancorpo lato Est e struttura esistente, necessario a garantire la corretta distanza tra le due costruzioni ovvero la distanza tale da evitare fenomeni di martellamento.

Lo spostamento massimo della struttura, in direzione "X", derivante dall'analisi è pari a:

d_{Ee} = 0.0227 m

Gli spostamenti d_E sotto l'azione sismica di progetto relativa allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore di duttilità in spostamento μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi, secondo l'espressione seguente (par.7.3.3.3 NTC):

$$d_E = \pm\mu_d \cdot d_{Ee}$$

Dove:

$$\mu_d = q = 1.5$$

dal momento che T1=0.589 > T_C=0.486.

Risulta quindi:

$$d_E = \pm\mu_d \cdot d_{Ee} = 1.5 \cdot 0.0227 = 0.034\ m$$

Per quanto concerne l'edificio esistente, lo spostamento massimo può essere stimato in 1/100 della sua altezza, misurata dallo spiccato della fondazione, moltiplicata per a_gS/g.

Risulta quindi:

$$d_{max,esistente} = \frac{h}{100} \cdot \frac{a_g \cdot S}{g} = \frac{12.15}{100} \cdot 0.187 \cdot 1.2 = 0.027\ m$$

La distanza tra le costruzioni contigue non potrà essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi di ciascuna di esse.

Assumendo un giunto sismico di 10 cm risulta quindi:

$$10\ cm > \ d_{tot} = d_E + d_{max,esistente} = 0.034 + 0.027 = 6.1\ cm$$

8.1.3 Verifica effetti non linearità geometriche, imperfezioni e deformazioni

Ai sensi del par. 7.3.1 delle NTC18 le non linearità geometriche sono prese in conto attraverso il fattore θ che, in assenza di più accurate determinazioni, può essere definito come:

$$\theta = \frac{P \cdot d_{Er}}{V \cdot h}$$

Dal calcolo risulta quanto segue:

Quota inf.: quota inferiore esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata, espressa con notazione breve. esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [m]
Quota sup.: quota superiore esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata, espressa con notazione breve. esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [m]
Comb.: combinazione.
N.b.: nome breve o compatto della combinazione di carico.
Carico verticale: carico verticale. [kN]
Spostamento: spostamento medio di interpiano. [m]
Forza orizzontale totale: forza orizzontale totale. [kN]
Altezza del piano: altezza del piano. [m]
Theta: coefficiente Theta formula [7.3.3] $ 7.3.1. Il valore e' adimensionale.

Quota inf.	Quota sup.	Comb.	Carico verticale	Spostamento	Forza orizzontale	Altezza del piano	Theta
		N.b.					
L2	L3	SLV 1	439.14	0.05613	198.16	7.66	0.016
L2	L3	SLV 2	439.14	0.05613	198.16	7.66	0.016
L2	L3	SLV 3	439.1	0.0563	194.4	7.66	0.017
L2	L3	SLV 4	439.1	0.0563	194.4	7.66	0.017
L2	L3	SLV 5	433.69	0.02687	153.53	7.66	0.01
L2	L3	SLV 6	433.69	0.02687	153.53	7.66	0.01
L2	L3	SLV 7	433.56	0.02738	148.65	7.66	0.01
L2	L3	SLV 8	433.56	0.02738	148.65	7.66	0.01
L2	L3	SLV 9	428.97	0.02611	148.65	7.66	0.01
L2	L3	SLV 10	428.97	0.02611	148.65	7.66	0.01
L2	L3	SLV 11	428.84	0.02605	153.53	7.66	0.009
L2	L3	SLV 12	428.84	0.02605	153.53	7.66	0.009
L2	L3	SLV 13	423.43	0.05459	194.4	7.66	0.016
L2	L3	SLV 14	423.43	0.05459	194.4	7.66	0.016
L2	L3	SLV 15	423.39	0.05449	198.16	7.66	0.015
L2	L3	SLV 16	423.39	0.05449	198.16	7.66	0.015

N.B. Come h è stata considerata la media tra quella di colmo e quella di gronda.

Poichè θ risulta notevolemente inferiore a 0.1, gli effetti delle non linearità geometriche possono essere trascurati.

Dal momento che la struttura non risulta sensibile agli effetti del secondo ordine, ai sensi del par. 4.2.3.5 delle NTC18, nell'esecuzione dell'analisi globale per il calcolo delle sollecitazioni da introdurre nelle verifiche di stabilità degli elementi strutturali, la curvatura iniziale degli elementi strutturali può essere trascurata. Inoltre nella verifica dei singoli elementi strutturali, visto che non occorre tenere conto degli effetti del secondo ordine, gli effetti delle imperfezioni locali sono da considerarsi inclusi implicitamente nelle formule di verifica di stabilità.

La non sensibilità della struttura agli effetti del secondo ordine consente di ritenere trascurabili anche gli effetti delle deformazioni sull'entità delle sollecitazioni, ragion per cui è possibile condurre l'analisi globale della struttura con la teoria del primo ordine, imponendo quindi l'equilibrio sulla configurazione iniziale della struttura.

8.1.4 Verifica nodi

Si riportano di seguito le verifiche di quei nodi non ricompresi nel tabulato di calcolo.

<u>Collegamento trave HEA260 – trave HEA340</u>

SOLLECITAZIONI			
sforzo assiale asta	F1	42.0	[kN]
sforzo taglio asta	F2	8.0	[kN]
sforzo taglio asta	F3	trascurabile	[kN]
diametro bullone	d	16	[mm]
classe resistenza bullone	classe	8.8	
area resistente	A_{res}	157	[mm^2]
area nominale	A	201	[mm^2]
tensione di snervamento	f_{yb}	649	[N/mm^2]
tensione di rottura	f_{tb}	800	[N/mm^2]
coeff. Sicurezza	γ_{M2}	1.25	
diametro foro	d_0	17	[mm]

Verifica geometria			
distanza p_1	80	[mm]	ok
distanza p_2	60	[mm]	ok
distanza e_1	40	[mm]	ok
distanza e_2	40	[mm]	ok

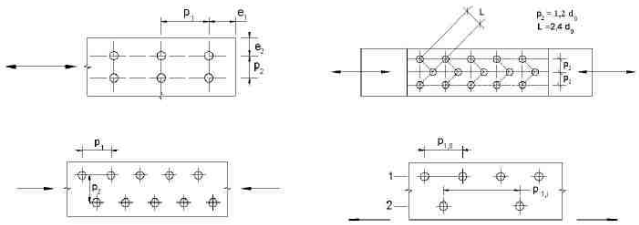


Fig. 4.2.5 -*Disposizione dei fori per le realizzazione di unioni bullonate o chiodate*

Verifica taglio bulloni			
numero bulloni	$n_{bulloni}$	2	
taglio singolo bullone	V	21378	[N]
risultante	R	21378	[N]
sezioni resistenti	$n_{sez.res.}$	2	
tensione	τ_b	68	[N/mm^2]
resistenza a taglio	$f_{V,Rd}$	384	
verifica	soddisfatta		

VERIFICA PIATTO

Verifica a strappo			
spessore piastra	s	7.5	[mm]
diametro foro	d_{foro}	17	[mm]
larghezza piastra	l	140	[mm]
area netta	A_{netta}	795	[mm^2]
tensione	σ	54	[N/mm^2]
tensione snervamento piastr	f_{yd}	239	[N/mm^2]
verifica	soddisfatta		

Verifica a rifollamento			
diametro gambo bullone	d	16	[mm]
diametro foro	d_0	17	[mm]
spessore piastra collegata	s	7.5	[mm]
resistenza caratteristica a rottura	f_{tk}	430	[N/mm^2]
coeff. Bulloni bordo	α	0.78	
coeff. Bulloni interni	α	1	
coeff. Bulloni bordo	k	2.5	
coeff. Bulloni interni	k	2.5	
tensione su superficie adiacente	σ	178	[N/mm^2]
resist. a rifollamento bordo	$f_{b,Rd}$	675	[N/mm^2]
verifica rifollamento bordo	soddisfatta		
resist. a rifollamento interno	$f_{b,Rd}$	860	[N/mm^2]
verifica rifollamento interno	soddisfatta		

Verifica sezione resistente PIATTO			
area sezione piatto	A	1725	[mm^2]
spessore piastra	s	7.5	[mm]
altezza piatto	h	230	[mm]
tensione tangenziale	τ	7.0	[N/mm^2]
tensione normale	σ	24.3	[kN/mm^2]
tensione snervamento	f_{yd}	262	[N/mm^2]
verifica	soddisfatta		

VERIFICA SALDATURE A CORDONE D'ANGOLO

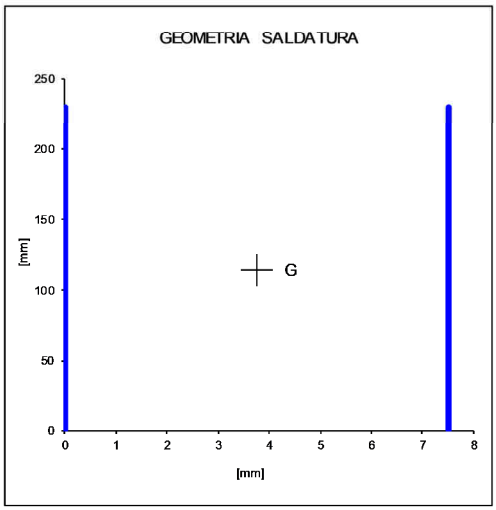
Metodo di calcolo: stati limite

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE BASE

S275 — Tipo di acciaio

t ≤ 40mm — Spessore massimo degli elementi da saldare

f_d= 275 N/mm^2 Resistenza di progetto



TIPOLOGIA SALDATURA

Sladatura a cordone d'angolo

Condizioni di verifica

$\sqrt{\tau_\perp^2+\sigma_\perp^2+\tau_{//}^2} \le$ 0.70 f_d= 192.5 N/mm^2

$|\sigma_\perp|+|\tau_\perp| \le$ 0.85 f_d= 233.75 N/mm^2

SOLLECITAZIONI (APPLICATE NEL BARICENTRO DELLA SALDATURA)

N=	42	kN	Sforzo normale
M_x=	0	kNm	Momento flettente con vettore lungo la direzione X
M_y=	0	kNm	Momento flettente con vettore lungo la direzione Y
V_x=	0	kN	Taglio in idrezione X
V_y=	8.0	kN	Taglio in direzione Y
M_t=	0	kNm	Momento flettente con vettore lungo la direzione Y

CARATTERISTICHE SALDATURA (RIFERITE AGLI ASSI)

N° cord.	x_i [mm]	y_i [mm]	x_f [mm]	y_f [mm]	a [mm]	$\sigma_{\perp,i}$ [N/mm²]	$\sigma_{\perp,f}$ [N/mm²]	$\tau_{\perp}$ [N/mm²]	$\tau_{//}$ [N/mm²]	$\sqrt{\tau_{\perp}^2+\sigma_{\perp}^2+\tau_{//}^2}$ Inizio [N/mm²]	$\sqrt{\tau_{\perp}^2+\sigma_{\perp}^2+\tau_{//}^2}$ Fine [N/mm²]	$\lvert\sigma_{\perp}\rvert+\lvert\tau_{\perp}\rvert$ Inizio [N/mm²]	$\lvert\sigma_{\perp}\rvert+\lvert\tau_{\perp}\rvert$ Fine [N/mm²]	VERIFICA [-]
1	0	0	0	230	3.71	24.6	24.6	0.0	4.7	25.0	25.0	24.6	24.6	OK
2	7.5	0	7.5	230	3.71	24.6	24.6	0.0	4.7	25.0	25.0	24.6	24.6	OK
3	0	0	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	0	0	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5	0	0	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6	0	0	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7	0	0	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8	0	0	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9	0	0	0	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10	0	0	0	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Collegamento trave HEA260 – trave HEA340 – controvento

SOLLECITAZIONI

sforzo assiale asta	F1	58.0	[kN]
sforzo taglio asta	F2	8.0	[kN]
sforzo taglio asta	F3	trascurabile	[kN]
sforzo assiale controvento	F1	128.0	[kN]
diametro bullone	d	16	[mm]
classe resistenza bullone	classe	8.8	
area resistente	A_{res}	157	[mm²]
area nominale	A	201	[mm²]
tensione di snervamento	f_{yb}	649	[N/mm²]
tensione di rottura	f_{tb}	800	[N/mm²]
coeff. Sicurezza	γ_{M2}	1.25	
diametro foro	d_0	17	[mm]

Verifica geometria			
distanza p_1	80	[mm]	ok
distanza p_2	60	[mm]	ok
distanza e_1	40	[mm]	ok
distanza e_2	40	[mm]	ok

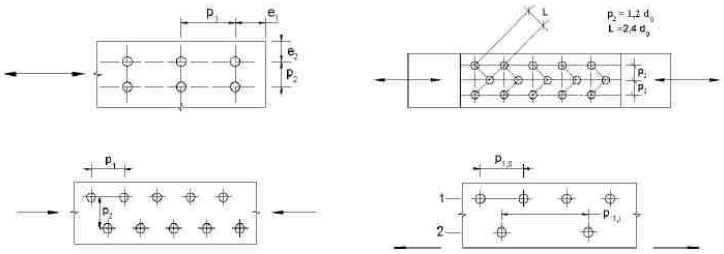


Fig. 4.2.5 -Disposizione dei fori per le realizzazione di unioni bullonate o chiodate

VERIFICA PIATTO

Verifica a strappo			
spessore piastra	s	7.5	[mm]
diametro foro	d_{foro}	17	[mm]
larghezza piastra	l	140	[mm]
area netta	A_{netta}	795	[mm^2]
tensione	σ	189	[N/mm^2]
tensione snervamento piastr	f_{yd}	239	[N/mm^2]
verifica	soddisfatta		

Verifica a rifollamento			
diametro gambo bullone	d	16	[mm]
diametro foro	d_0	17	[mm]
spessore piastra collegata	s	7.5	[mm]
resistenza caratteristica a rottura	f_{tk}	430	[N/mm^2]
coeff. Bulloni bordo	α	0.78	
coeff. Bulloni interni	α	1	
coeff. Bulloni bordo	k	2.5	
coeff. Bulloni interni	k	2.5	
tensione su superficie adiacente	σ	625	[N/mm^2]
resist. a rifollamento bordo	$f_{b,Rd}$	1349	[N/mm^2]
verifica rifollamento bordo	soddisfatta		
resist. a rifollamento interno	$f_{b,Rd}$	1720	[N/mm^2]
verifica rifollamento interno	soddisfatta		

Verifica sezione resistente PIATTO SALDATO ALLA COLONNA			
area sezione piatto	A	1725	[mm^2]
spessore piastra	s	7.5	[mm]
altezza piatto	h	230	[mm]
tensione tangenziale	τ	76.5	[N/mm^2]
tensione normale	σ	100.9	[kN/mm^2]
tensione snervamento	f_{yd}	262	[N/mm^2]
verifica	soddisfatta		

VERIFICA SALDATURE A CORDONE D'ANGOLO

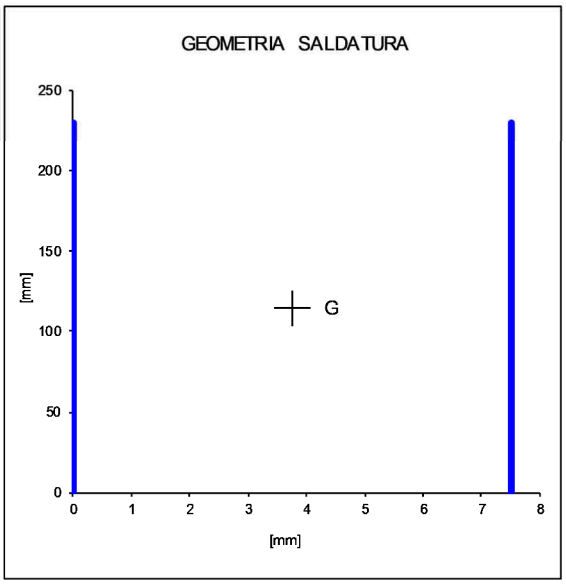
Metodo di calcolo: stati limite

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE BASE

S275 — Tipo di acciaio

t ≤ 40mm — Spessore massimo degli elementi da saldare

f_d= 275 N/mm^2 Resistenza di progetto



TIPOLOGIA SALDATURA

Sladatura a cordone d'angolo

Condizioni di verifica

$\sqrt{\tau_\perp^2+\sigma_\perp^2+\tau_{//}^2} \leq$ 0.70 f_d= 192.5 N/mm^2

$|\sigma_\perp|+|\tau_\perp| \leq$ 0.85 f_d= 233.75 N/mm^2

SOLLECITAZIONI (APPLICATE NEL BARICENTRO DELLA SALDATURA)

N=	150	kN	Sforzo normale
M_x=	0	kNm	Momento flettente con vettore lungo la direzione X
M_y=	0	kNm	Momento flettente con vettore lungo la direzione Y
V_x=	0	kN	Taglio in idrezione X
V_y=	96.9	kN	Taglio in direzione Y
M_t=	0	kNm	Momento flettente con vettore lungo la direzione Y

CARATTERISTICHE SALDATURA (RIFERITE AGLI ASSI)

N° cord.	x_i [mm]	y_i [mm]	x_f [mm]	y_f [mm]	a [mm]	$\sigma_{\perp,i}$ [N/mm^2]	$\sigma_{\perp,f}$ [N/mm^2]	$\tau_\perp$ [N/mm^2]	$\tau_{//}$ [N/mm^2]	$\sqrt{\tau_\perp^2+\sigma_\perp^2+\tau_{//}^2}$ Inizio [N/mm^2]	$\sqrt{\tau_\perp^2+\sigma_\perp^2+\tau_{//}^2}$ Fine [N/mm^2]	$\lvert\sigma_\perp\rvert+\lvert\tau_\perp\rvert$ Inizio [N/mm^2]	$\lvert\sigma_\perp\rvert+\lvert\tau_\perp\rvert$ Fine [N/mm^2]	VERIFICA [-]
1	0	0	0	230	3.71	87.9	87.9	0.0	56.8	104.6	104.6	87.9	87.9	OK
2	7.5	0	7.5	230	3.71	87.9	87.9	0.0	56.8	104.6	104.6	87.9	87.9	OK
3	0	0	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	0	0	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5	0	0	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6	0	0	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7	0	0	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8	0	0	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9	0	0	0	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10	0	0	0	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Collegamento arcareccio HEA160 – trave HEA340

SOLLECITAZIONI ASTA

sforzo assiale asta	F1	13.0	[kN]
sforzo taglio asta	F2	10.0	[kN]
sforzo taglio asta	F3	1	[kN]
diametro bullone	d	16	[mm]
classe resistenza bullone	classe	8.8	
area resistente	A_{res}	157	[mm^2]
area nominale	A	201	[mm^2]
tensione di snervamento	f_{yb}	649	[N/mm^2]
tensione di rottura	f_{tb}	800	[N/mm^2]
coeff. Sicurezza	γ_{M2}	1.25	
diametro foro	d_0	17	[mm]

Verifica taglio bulloni			
numero bulloni	$n_{bulloni}$	2	
taglio singolo bullone	V	8201	[N]
risultante	R	8201	[N]
sezioni resistenti	$n_{sez.res.}$	1	
tensione	τ_b	52	[N/mm^2]
resistenza a taglio	$f_{V,Rd}$	384	
verifica	soddisfatta		

Verifica trazione bulloni			
numero bulloni	$n_{bulloni}$	2	
sforzo normale singolo bullone	N	250.0	[N]
tensione normale	σ	2	[N/mm^2]
resistenza a trazione	$f_{V,Rd}$	576	[N/mm^2]
verifica	soddisfatta		

Verifica taglio-trazione			
forza di taglio agente	$F_{v,Ed}$	8201	[N]
resistenza a taglio	$F_{v,Rd}$	60288	[N]
forza di trazione agente	$F_{t,Ed}$	250	[N]
resistenza a trazione	$F_{t,Rd}$	90432	[N]
verifica	soddisfatta		

Verifica geometria			
distanza p_1	70	[mm]	ok
distanza p_2	0	[mm]	-
distanza e_1	50	[mm]	ok
distanza e_2	50	[mm]	ok

VERIFICA PIATTO

Verifica a strappo			
spessore piastra	s	10	[mm]
diametro foro	d_{foro}	17	[mm]
larghezza piastra	l	180	[mm]
area netta	A_{netta}	1630	[mm^2]
tensione	σ	10	[N/mm^2]
tensione snervamento piastr	f_{yd}	239	[N/mm^2]
verifica	soddisfatta		

Verifica a rifollamento			
diametro gambo bullone	d	16	[mm]
diametro foro	d_0	17	[mm]
spessore piastra collegata	s	10	[mm]
resistenza caratteristica a rottura	f_{tk}	430	[N/mm^2]
coeff. Bulloni bordo	α	0.98	
coeff. Bulloni interni	α	1	
coeff. Bulloni bordo	k	2.5	
coeff. Bulloni interni	k	-1.7	
tensione su superficie adiacente	σ	51	[N/mm^2]
resist. a rifollamento bordo	$f_{b,Rd}$	843	[N/mm^2]
verifica rifollamento bordo	soddisfatta		

Verifica sezione resistente			
luce calcolo	d	50	[mm]
momento	M1	6250	[Nmm]
momento	M2	205015	[Nmm]
taglio	T1	250	[N]
taglio	T2	8201	[N]
spessore piastra	s	10	[mm]
larghezza piastra	l	170	[mm]
altezza piastra	b	100	[mm]
momento resistente 1	W1	2833	[mm^3]
area resistente 1	A1	1700	[mm^2]
tensione normale 1	σ_1	2	[N/mm^2]
tensione tangenziale 1	τ_1	0	[N/mm^2]
momento resistente 2	W2	16667	[mm^3]
area resistente 2	A2	1000	[mm^2]
tensione normale 2	σ_2	12	[N/mm^2]
tensione tangenziale 2	τ_2	8	[N/mm^2]
tensione normale totale	σ	15	[N/mm^2]
tensione tangenziale tot	τ	8	[N/mm^2]
tensione snervamento pi	f_{yd}	262	[N/mm^2]
verifica	soddisfatta		

VERIFICA ANGOLARE			
Verifica sezione resistente			
luce calcolo	h	95	[mm]
forza agente	Fx	16401	[N]
forza agente	Fy	500	[N]
momento	Mx	47500	[Nmm]
momento	My	1558116	[Nmm]
taglio	Tx	16401	[N]
taglio	Ty	500	[N]
spessore piastra	s	10	[mm]
larghezza piastra	l	170	[mm]
momento resistente 1	Wx	48167	[mm^3]
area resistente 1	Ax	1700	[mm^2]
tensione normale 1	σx	17	[N/mm^2]
tensione tangenziale 1	τx	10	[N/mm^2]
momento resistente 2	Wy	2833	[mm^3]
area resistente 2	Ay	1700	[mm^2]
tensione normale 2	σy	32	[N/mm^2]
tensione tangenziale 2	τy	0	[N/mm^2]
tensione normale totale	σ	49	[N/mm^2]
tensione tangenziale totale	τ	10	[N/mm^2]
tensione snervamento piastr	f_{yd}	262	[N/mm^2]
verifica	soddisfatta		

VERIFICA SALDATURE A CORDONE D'ANGOLO PIATTO

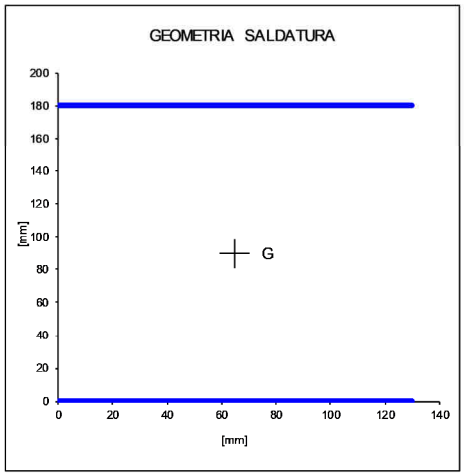
Metodo di calcolo: stati limite

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE BASE

S275 — Tipo di acciaio

t ≤ 40mm — Spessore massimo degli elementi da saldare

f_d= 275 N/mm^2 Resistenza di progetto



TIPOLOGIA SALDATURA

Sladatura a cordone d'angolo

Condizioni di verifica

$\sqrt{\tau_\perp^2+\sigma_\perp^2+\tau_{//}^2} \le$ 0.70 f_d= 192.5 N/mm^2

$|\sigma_\perp|+|\tau_\perp| \le$ 0.85 f_d= 233.75 N/mm^2

SOLLECITAZIONI (APPLICATE NEL BARICENTRO DELLA SALDATURA)

N=	0.5	kN	Sforzo normale
M_x=	0	kNm	Momento flettente con vettore lungo la direzione X
M_y=	0	kNm	Momento flettente con vettore lungo la direzione Y
V_x=	13	kN	Taglio in idrezione X
V_y=	10	kN	Taglio in direzione Y
M_t=	0	kNm	Momento flettente con vettore lungo la direzione Y

CARATTERISTICHE SALDATURA (RIFERITE AGLI ASSI)

N° cord.	x_i [mm]	y_i [mm]	x_f [mm]	y_f [mm]	a [mm]	$\sigma_{\perp,i}$ [N/mm^2]	$\sigma_{\perp,f}$ [N/mm^2]	$\tau_\perp$ [N/mm^2]	$\tau_{//}$ [N/mm^2]	$\sqrt{\tau_\perp^2+\sigma_\perp^2+\tau_{//}^2}$ Inizio [N/mm^2]	$\sqrt{\tau_\perp^2+\sigma_\perp^2+\tau_{//}^2}$ Fine [N/mm^2]	$\lvert\sigma_\perp\rvert+\lvert\tau_\perp\rvert$ Inizio [N/mm^2]	$\lvert\sigma_\perp\rvert+\lvert\tau_\perp\rvert$ Fine [N/mm^2]	VERIFICA [-]
1	0	0	130	0	4.95	0.4	0.4	7.8	10.1	12.8	12.8	8.2	8.2	OK
2	0	180	130	180	4.95	0.4	0.4	7.8	10.1	12.8	12.8	8.2	8.2	OK
3	0	0	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	0	0	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5	0	0	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6	0	0	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7	0	0	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8	0	0	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9	0	0	0	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10	0	0	0	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-

VERIFICA SALDATURE A CORDONE D'ANGOLO ANGOLARE

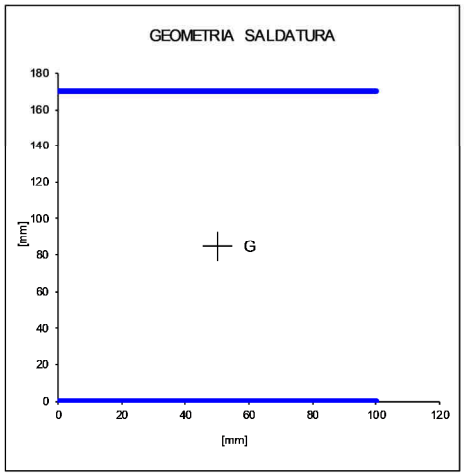
Metodo di calcolo: stati limite

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE BASE

S275 — Tipo di acciaio

t ≤ 40mm — Spessore massimo degli elementi da saldare

f_d= 275 N/mm^2 Resistenza di progetto



TIPOLOGIA SALDATURA

Sladatura a cordone d'angolo

Condizioni di verifica

$\sqrt{\tau_\perp^2+\sigma_\perp^2+\tau_{//}^2} \le$ 0.70 f_d= 192.5 N/mm^2

$|\sigma_\perp|+|\tau_\perp| \le$ 0.85 f_d= 233.75 N/mm^2

SOLLECITAZIONI (APPLICATE NEL BARICENTRO DELLA SALDATURA)

N=	10	kN	Sforzo normale
M_x=	0	kNm	Momento flettente con vettore lungo la direzione X
M_y=	0	kNm	Momento flettente con vettore lungo la direzione Y
V_x=	1	kN	Taglio in idrezione X
V_y=	13	kN	Taglio in direzione Y
M_t=	0	kNm	Momento flettente con vettore lungo la direzione Y

CARATTERISTICHE SALDATURA (RIFERITE AGLI ASSI)

N° cord.	x_i [mm]	y_i [mm]	x_f [mm]	y_f [mm]	a [mm]	$\sigma_{\perp,i}$ [N/mm^2]	$\sigma_{\perp,f}$ [N/mm^2]	$\tau_\perp$ [N/mm^2]	$\tau_{//}$ [N/mm^2]	$\sqrt{\tau_\perp^2+\sigma_\perp^2+\tau_{//}^2}$ Inizio [N/mm^2]	$\sqrt{\tau_\perp^2+\sigma_\perp^2+\tau_{//}^2}$ Fine [N/mm^2]	$\lvert\sigma_\perp\rvert+\lvert\tau_\perp\rvert$ Inizio [N/mm^2]	$\lvert\sigma_\perp\rvert+\lvert\tau_\perp\rvert$ Fine [N/mm^2]	VERIFICA [-]
1	0	0	100	0	4.95	10.1	10.1	13.1	0.5	16.6	16.6	23.2	23.2	OK
2	0	170	100	170	4.95	10.1	10.1	13.1	0.5	16.6	16.6	23.2	23.2	OK
3	0	0	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	0	0	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5	0	0	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6	0	0	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7	0	0	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8	0	0	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9	0	0	0	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10	0	0	0	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Collegamento Controventi 1+1 UPN160

SOLLECITAZIONI

sforzo assiale asta	F1	128.0	[kN]
sforzo taglio asta	F2	trascurabile	[kN]
sforzo taglio asta	F3	trascurabile	[kN]

diametro bullone	d	16	[mm]
classe resistenza bullone	classe	8.8	
area resistente	A_{res}	157	[mm^2]
area nominale	A	201	[mm^2]
tensione di snervamento	f_{yb}	649	[N/mm^2]
tensione di rottura	f_{tb}	800	[N/mm^2]
coeff. Sicurezza	γ_{M2}	1.25	
diametro foro	d_0	17	[mm]

Verifica geometria			
distanza p_1	50	[mm]	ok
distanza p_2	-	[mm]	ok
distanza e_1	40	[mm]	ok
distanza e_2	100	[mm]	ok

Verifica taglio bulloni			
numero bulloni	$n_{bulloni}$	3	
taglio singolo bullone	V	42667	[N]
risultante	R	42667	[N]
sezioni resistenti	$n_{sez.res.}$	2	
tensione	τ_b	136	[N/mm^2]
resistenza a taglio	$f_{V,Rd}$	384	
verifica	soddisfatta		

VERIFICA PIATTO

Verifica a strappo			
spessore piastra	s	10	[mm]
diametro foro	d_{foro}	17	[mm]
larghezza piastra	l	240	[mm]
area netta	A_{netta}	2230	[mm^2]
tensione	σ	115	[N/mm^2]
tensione snervamento piastr	f_{yd}	239	[N/mm^2]
verifica	soddisfatta		

Verifica a rifollamento			
diametro gambo bullone	d	16	[mm]
diametro foro	d_0	17	[mm]
spessore piastra collegata	s	10	[mm]
resistenza caratteristica a rottura	f_{tk}	430	[N/mm^2]
coeff. Bulloni bordo	α	0.78	
coeff. Bulloni interni	α	0.73	
coeff. Bulloni bordo	k	2.5	
coeff. Bulloni interni	k	-	
tensione su superficie adiacente	σ	267	[N/mm^2]
resist. a rifollamento bordo	$f_{b,Rd}$	675	[N/mm^2]
verifica rifollamento bordo	soddisfatta		

8.1.5 Stato limite di fatica

Per la struttura in esame non si ritiene necessaria la valutazione di uno Stato limite di fatica in quanto il valore del carico trasferito dal nastro alla struttura non subisce variazioni di intensità tale o in numero sufficiente a indurre problematiche legate a tale aspetto. Tale circostanza è stata verificata con alcuni produttori di nastri trasportatori.

8.1.6 Verifica elementi secondari o non strutturali

Verifica pannelli copertura

Per la copertura si impiegano pannelli sandwich di spessore 100 mm.

I carichi agenti sono:

permanenti: 0.11 kN/m^2

variabile H: 0.50 kN/m^2

neve: 0.48 kN/m^2

vento X: -0.46 kN/m^2

vento Y: -0.46 kN/m^2

A favore di sicurezza si considera un fattore amplificativo 1.5 per i variabili e si trascura il vento, in quanto carico di verso opposto rispetto agli altri.

Carico: 1.3 x 0.11 + 1.5 x (0.5+0.48) = 1.61 kN/m^2

Con riferimento alla scheda tecnica di un prodotto commerciale del tipo impiegato in tale progetto, per una luce di circa 1.5 m, si ha:

ALLUMINIO CONDIZIONI DI CARICO

Carichi utili di esercizio uniformemente distribuiti in KG/m² - KN/m²

S spessore mm	U Kcal/m²·h·°C	U W/m²·°C	peso Kg/m²	U.M.	DISTANZA TRA GLI APPOGGI IN m ℓ 1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	peso Kg/m²	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50
30	0,602	0,700	7,5	Kg/m² KN/m²	285 2,81	185 1,81	120 1,18	70 0,69	40 0,39	5,0	265 2,60	165 1,62	101 1,00	58 0,57	30 0,30
40	0,461	0,536	7,9	Kg/m² KN/m²	355 3,50	230 2,25	160 1,57	96 0,94	60 0,59	5,4	315 3,10	203 2,00	132 1,30	76 0,75	48 0,48
50	0,372	0,433	8,3	Kg/m² KN/m²	417 4,10	278 2,72	197 1,93	125 1,22	80 0,78	5,8	365 3,60	244 2,40	168 1,65	101 1,00	63 0,62
60	0,313	0,364	8,7	Kg/m² KN/m²	468 4,60	325 3,18	237 2,32	157 1,54	104 1,02	6,2	428 4,20	285 2,80	203 2,00	127 1,25	83 0,82
80	0,237	0,276	9,5	Kg/m² KN/m²	509 5,00	430 4,21	315 3,09	225 2,20	155 1,52	7,0	489 4,80	387 3,80	275 2,70	183 1,80	117 1,15
100	0,191	0,222	10,3	Kg/m² KN/m²	565 5,53	452 4,43	342 3,35	286 2,80	215 2,11	7,8	540 5,29	431 4,23	316 3,01	262 2,57	195 1,91
120	0,166	0,193	11,0	Kg/m² KN/m²	635 6,23	525 5,15	415 4,02	330 3,24	260 2,55	8,6	612 6,01	510 5,01	398 3,90	306 3,03	238 2,33

CONDIZIONI DI CARICO: CON SUPPORTO ① ALLUMINIO 0,6 mm ① ACCIAIO 0,5 mm — CON SUPPORTO ① ALLUMINIO 0,6 mm ① ALLUMINIO 0,6 mm

I valori dei carichi riportati nelle tabelle sono indicativi; si riferiscono ad una freccia f ≤ 1/200 della luce ℓ (m). Per il dimensionamento e la verifica riferirsi all'allegato E della norma UNI EN 14509 e ai valori dichiarati nella marcatura C €. La lettera ① ① indica il lato eventualmente preverniciato.

Indipendentemente dallo schema adottato, trave su due appoggi o su quattro, il carico agente è sempre inferiore a quello massimo sopportabile dal pannello quindi la verifica può ritenersi soddisfatta.

Verifica elementi di baraccatura

Per sostenere i pannelli di tamponamento verticali si impiegano profili UPN120 ancorati alle colonne principali dell'edificio e alle colonne HEA180 della baraccatura.

Verifica trave in acciaio - Metodo elastico

VERIFICA TRAVI PRESSOFLESSIONE SEMPLICE E DEVIATA

Caratteristiche del materiale

S275 — Tipo di acciaio
t <= 40 mm — Spessore massimo elemento

f_{yk}=	275	N/mm^2	Tensione caratteristica di snervamento
f_{tk}=	430	N/mm^2	Tensione caratteristica di rottura
E=	210000	N/mm^2	Modulo elastico
ν=	0.3	N/mm^2	Coefficiente di Poisson
ρ=	7850	kg/m^3	Densità

Coefficienti parziali di sicurezza del materiale

γ_{M0}=	1.05	Resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4
γ_{M1}=	1.05	Resistenza all'instabilità delle membrature
$f_{yd,0}$=	262 N/mm^2	Tensione di calcolo resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4
$f_{yd,1}$=	262 N/mm^2	Tensione di calcolo resistenza all'instabilità delle membrature

Condizioni di carico ed azioni

Tipologia dei carichi variabili

Variabili (Q_1) Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso indus
Variabili (Q_2) Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)
Variabili (Q_3) Vento

	Uniformi			Triangolari con max al centro					Triangolari con max ad un estremo				
	p_k [kN/m²]	inter. [m]	P_k [kN/m]	p_{ik}=p_{fk} [kN/m²]	p_{ck} [kN/m²]	inter. [m]	P_{ik}=P_{fk} [kN/m]	P_{ck} [kN/m]	p_{ik} [kN/m²]	p_{fk} [kN/m²]	inter. [m]	P_{ik} [kN/m]	P_{fk} [kN/m]
Perm. stru. (G_1)	0.00		**0.00**	0.00	0.00		0.00	**0.00**	0.00	0.00		0.00	**0.00**
Perm. non stru. (G_2)	0.00		**0.00**	0.00	0.00		0.00	**0.00**	0.00	0.00		0.00	**0.00**
Variabili (Q_1)	0.00	2	**0.00**	0.00	0.00	0	0.00	**0.00**	0.00	0.00	0	0.00	**0.00**
Variabili (Q_2)	0.00		**0.00**	0.00	0.00		0.00	**0.00**	0.00	0.00		0.00	**0.00**
Variabili (Q_3)	0.75		**1.50**	0.00	0.00		0.00	**0.00**	0.00	0.00		0.00	**0.00**

Caratteristiche geometriche trave

L=	4.00	m	Luce di calcolo
α=	0	°	Angolo inclinazione asse trave
β=	0	°	Angolo inclinazione sezione trave

Sollecitazioni caratteristiche e di progetto

		Sollecitazioni caratteristiche					Sollecitazioni di progetto				
	γ_{sfav}	M_{xk} [kNm]	M_{yk} [kNm]	V_{yk} [kN]	V_{xk} [kN]	N_k [kN]	M_{xd} [kNm]	M_{yd} [kNm]	V_{yd} [kN]	V_{xd} [kN]	N_d [kN]
Perm. stru. (G_1)	1.3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Perm. non stru. (G_2)	1.5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili (Q_1)	1.5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili (Q_2)	1.5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili (Q_3)	1.5	3.00	0.00	3.00	0.00	0.00	4.50	0.00	4.50	0.00	0.00
							4.50	**0.00**	**4.50**	**0.00**	**0.00**

Caratteristiche sezione

UPN120

b=	55	mm	Base
h=	120	mm	Altezza
t=	7	mm	Spessore anima
s=	9	mm	Spessore ali
r=	9	mm	Raggio raccordo ala-anima
J_x=	3640000	mm^4	Momento d'inerzia asse x
J_y=	432000	mm^4	Momento d'inerzia asse y
W_x=	60700	mm^3	Modulo di resistenza asse x
W_y=	11100	mm^3	Modulo di resistenza asse y
S_x=	36362	mm^3	Momento statico di metà sezione asse x
S_y=	11610	mm^3	Momento statico di metà sezione asse y
i_x=	46.2	mm	Raggio d'inerzia relativo all'asse x
i_y=	15.9	mm	Raggio d'inerzia relativo all'asse y
A=	1700	mm^2	Area sezione profilo
λ_{max}=	251.57		Snellezza massima
ω=	1.00		Coefficiente amplificazione sforzo normale

Verifiche tensionali

σ_{max}=	74	N/mm^2	
$\tau_{max,y}$=	6	N/mm^2	
$\tau_{max,x}$=	0	N/mm^2	
τ_{max}=	6	N/mm^2	
σ_{id}=	75	N/mm^2	Verifica soddisfatta

Verifiche di deformabilità

Spostamenti massimi

δ_1=	0.0	mm	Spostamento dovuto ai carichi permanenti
δ_2=	6.5	mm	Spostamento dovuto ai carichi variabili
δ_{max}=	6.5	mm	Spostamento totale

Elementi strutturali

Coperture in generale

Spostamenti limite

$\delta_{max,lim}$ /L=	1/200		Spostamento limite totale
$\delta_{2,lim}$/L=	1/250		Spostamento limite dovuto ai carichi variabili

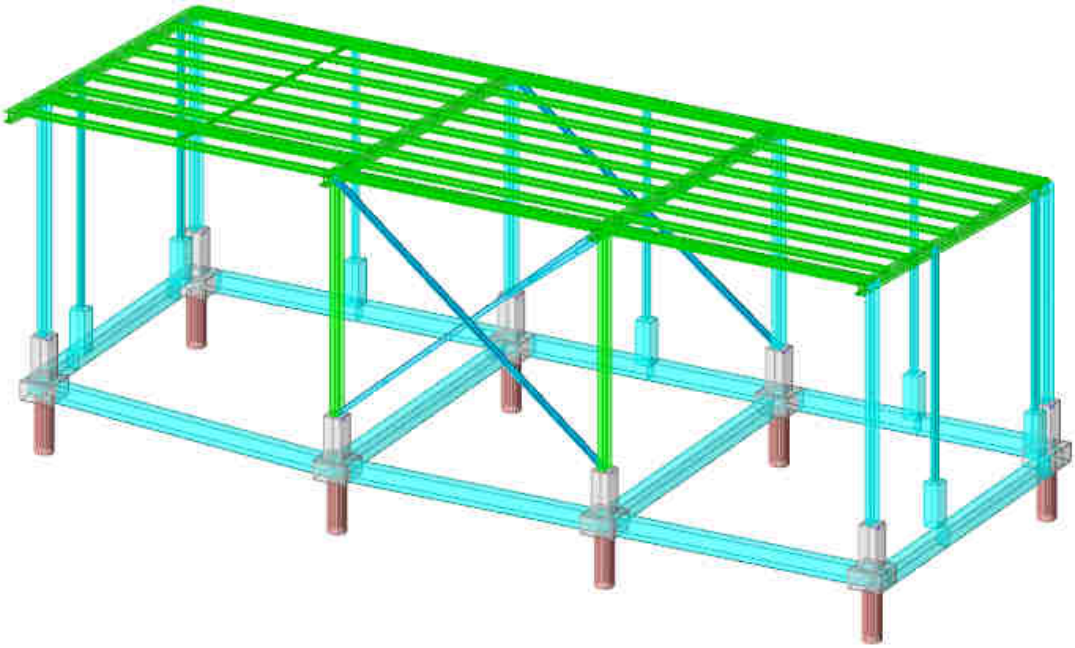
δ_{max}/L=	1/612	<	1/200	Verifica soddisfatta
δ_2/L=	1/612	<	1/250	Verifica soddisfatta

8.2 AVANCORPO LATO OVEST

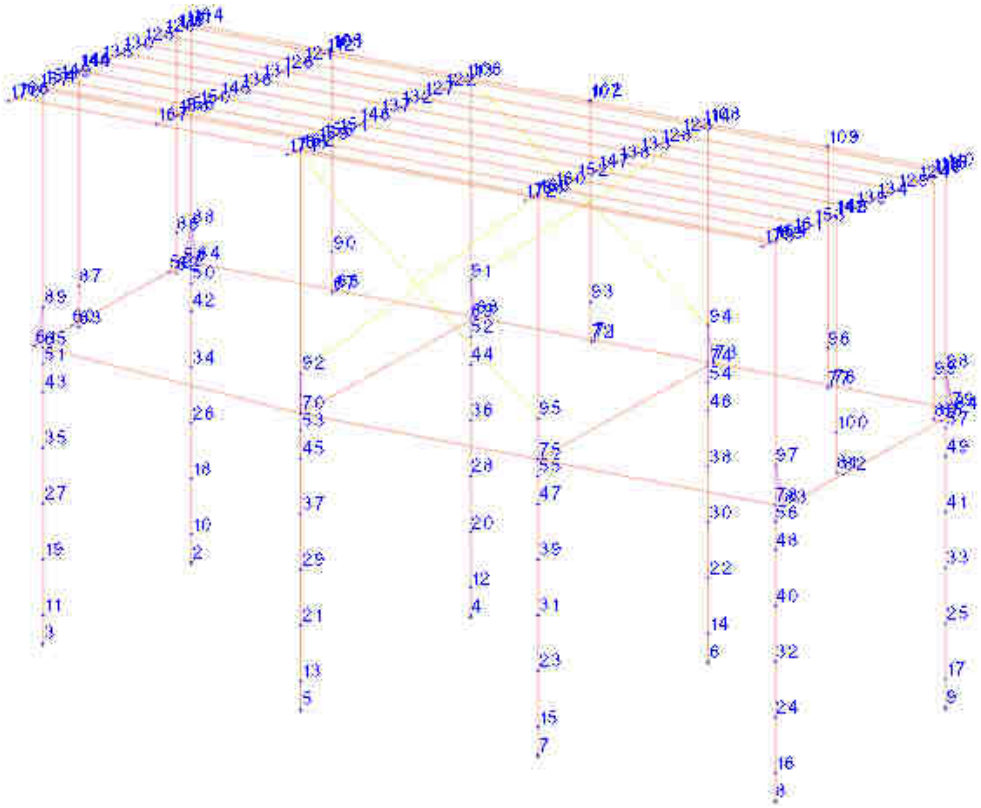
8.2.1 Schemi grafici riepilogativi

MODELLO DI CALCOLO ADOTTATO

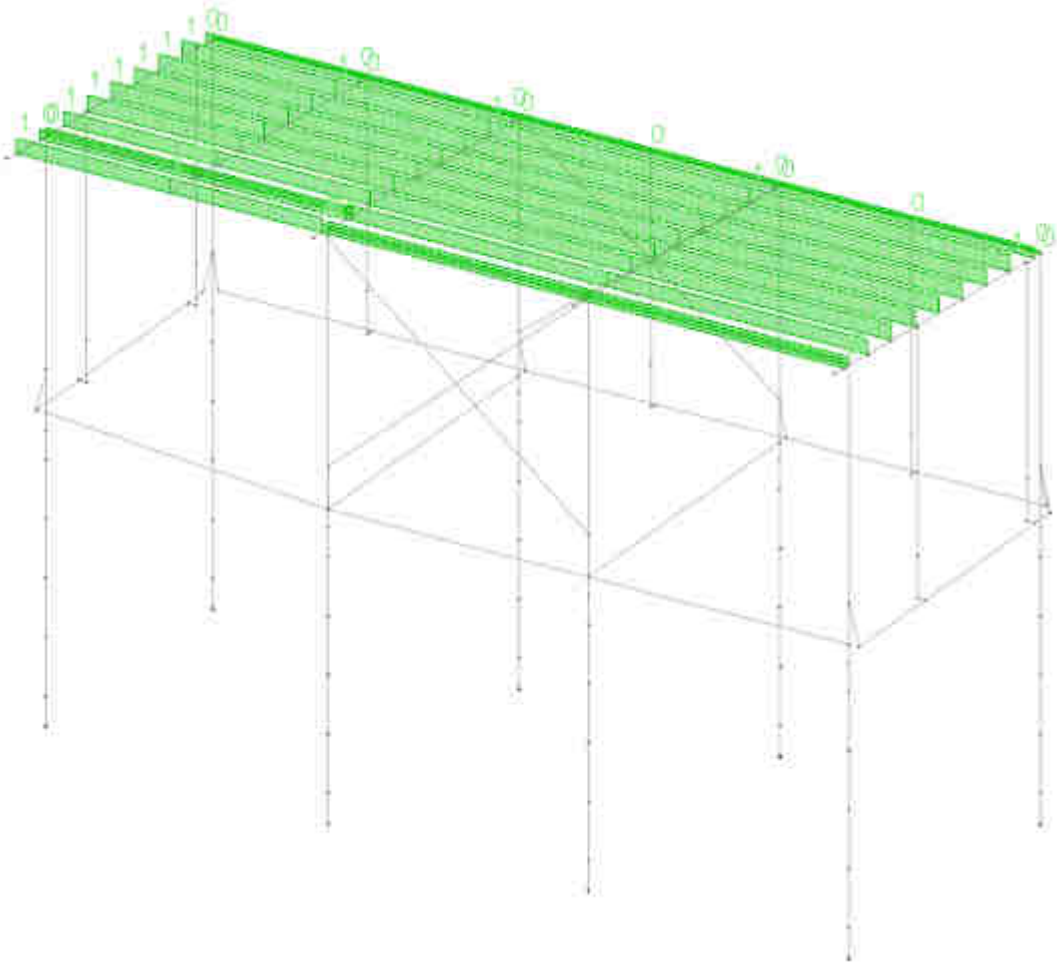
Vista assonometrica della geometria del modello



Vista assonometrica del modello f.e.m. con numerazione di aste e nodi

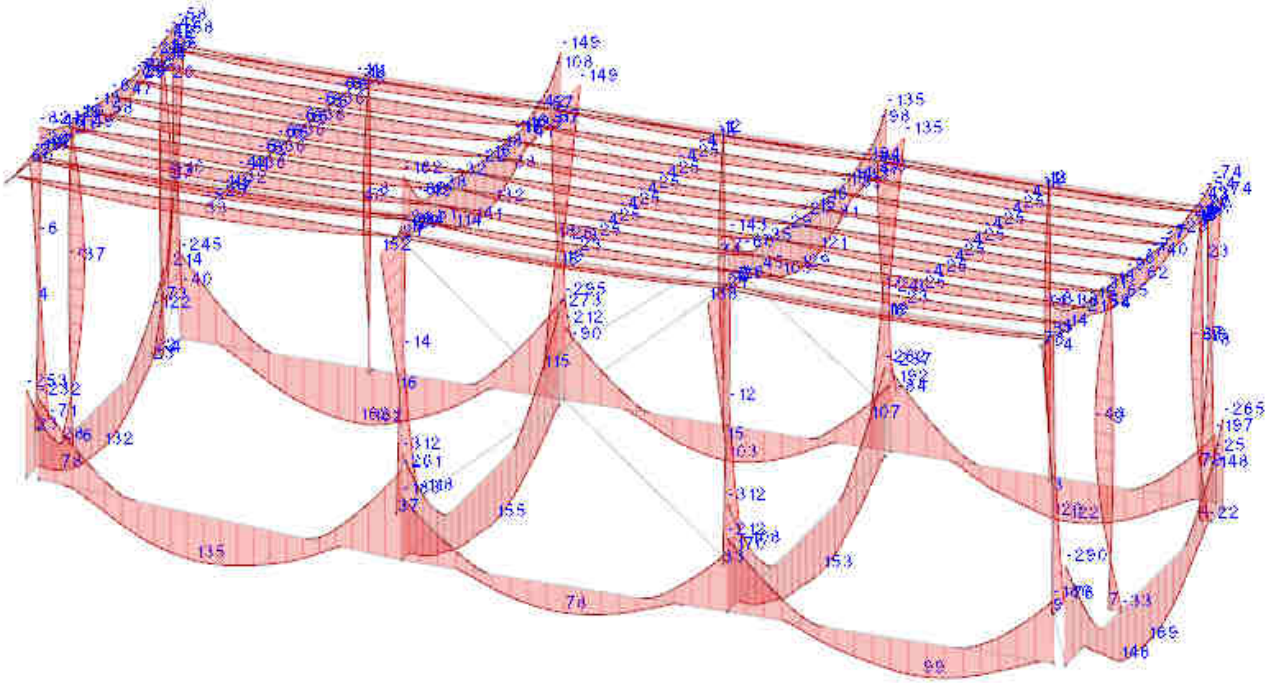


Carichi applicati in condizione "Variabile H" [kN]

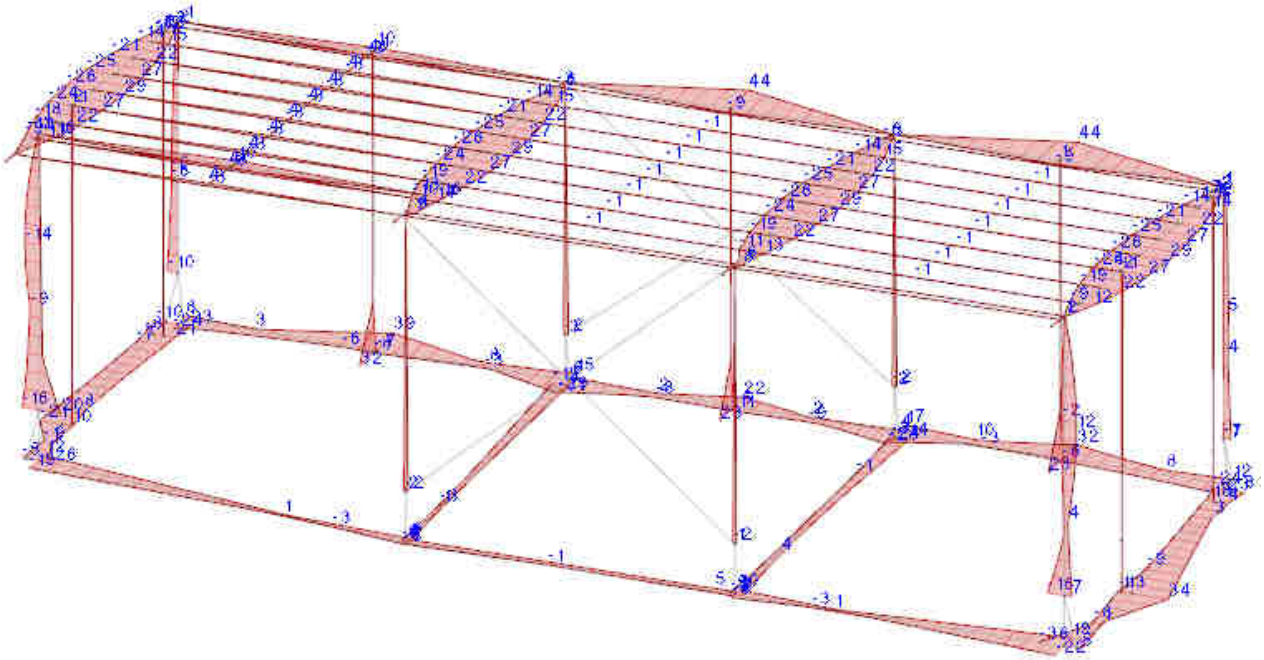


PRINCIPALI CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

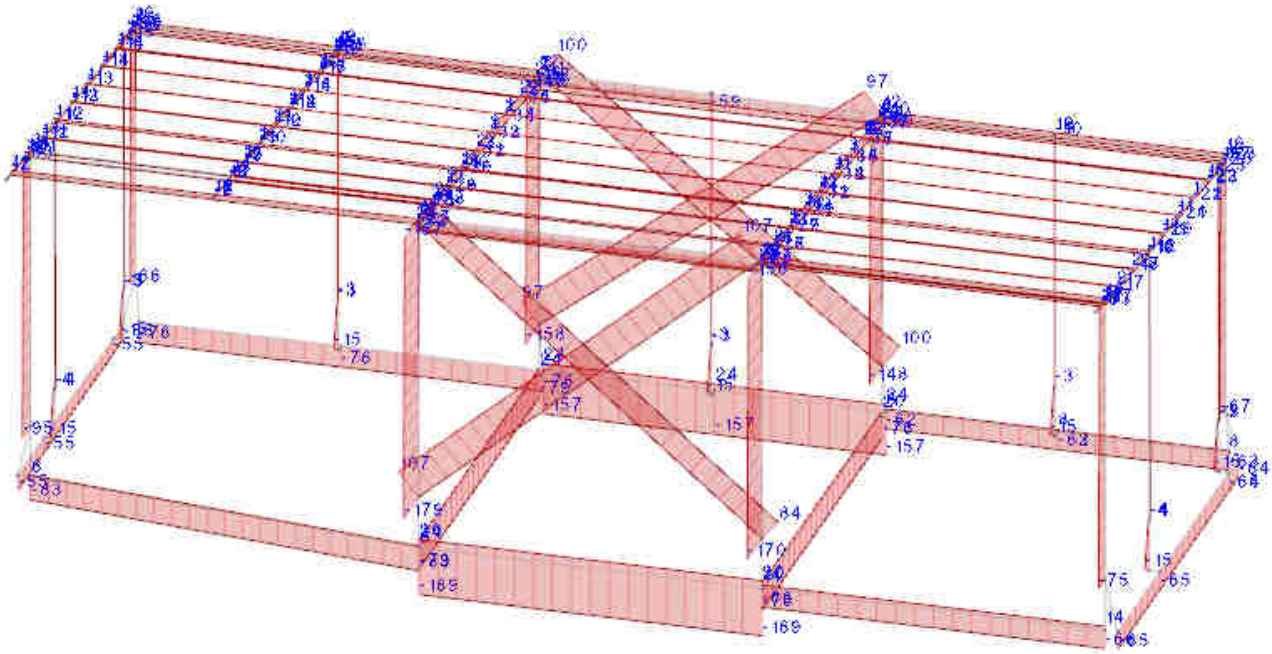
Inviluppo momento flettente M3 [kNm]



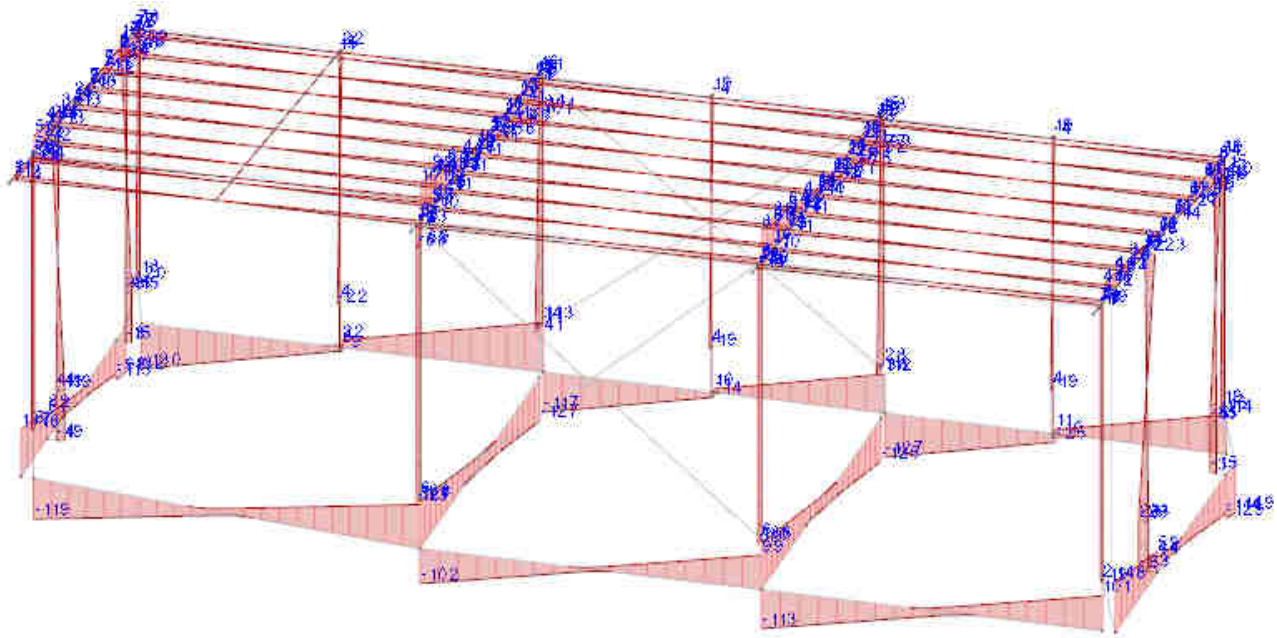
Inviluppo momento flettente M2 [kNm]



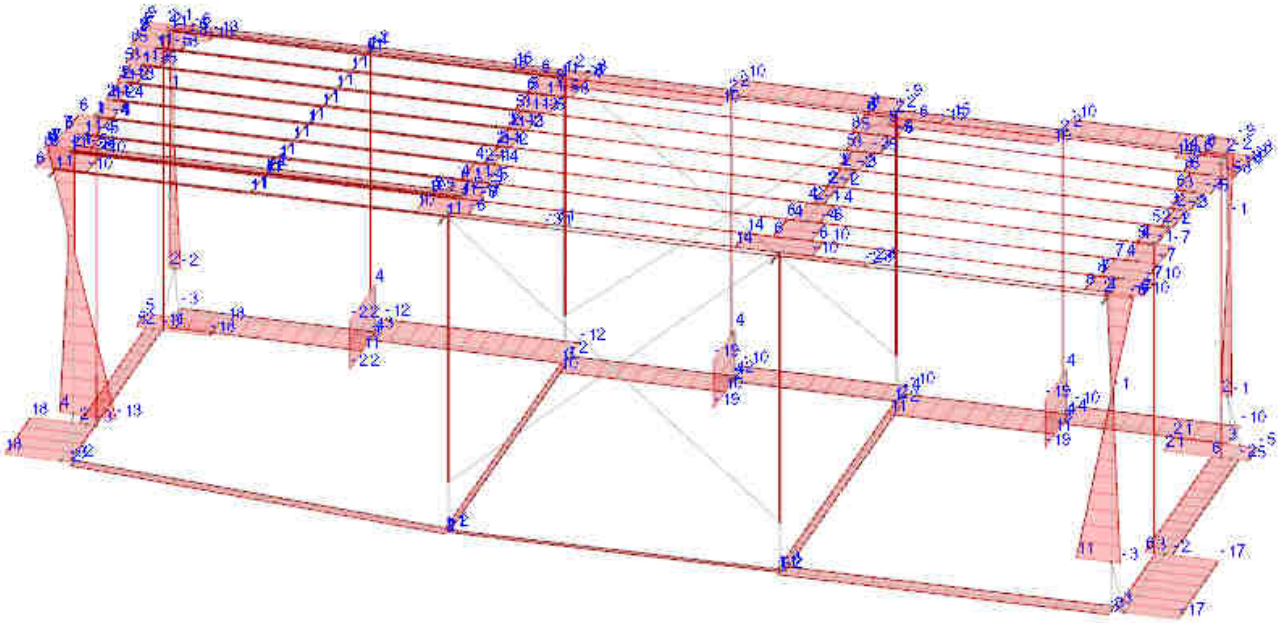
Inviluppo sforzo normale N [kN]



Inviluppo taglio V2 [kN]

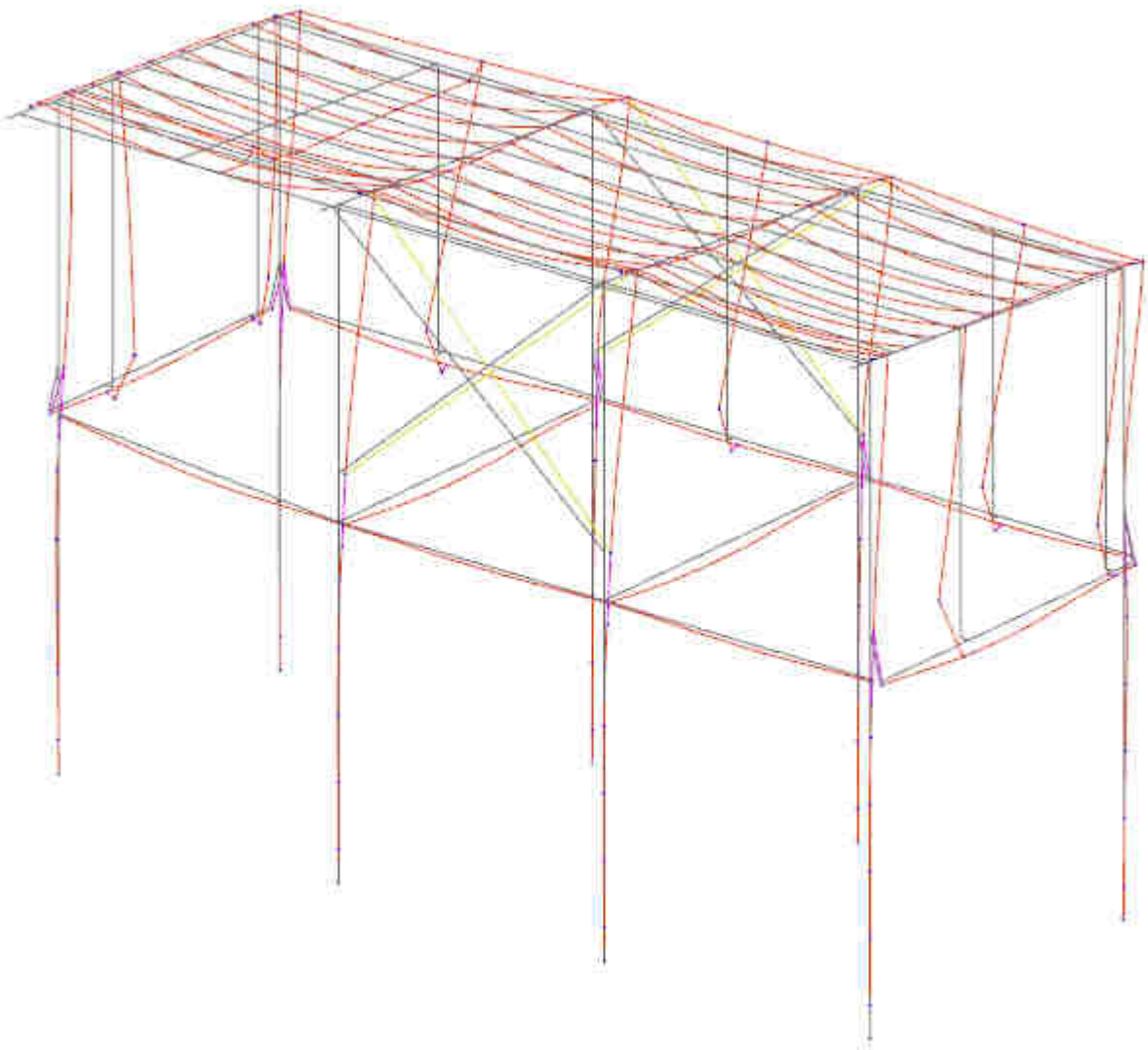


Inviluppo taglio V3 [kN]

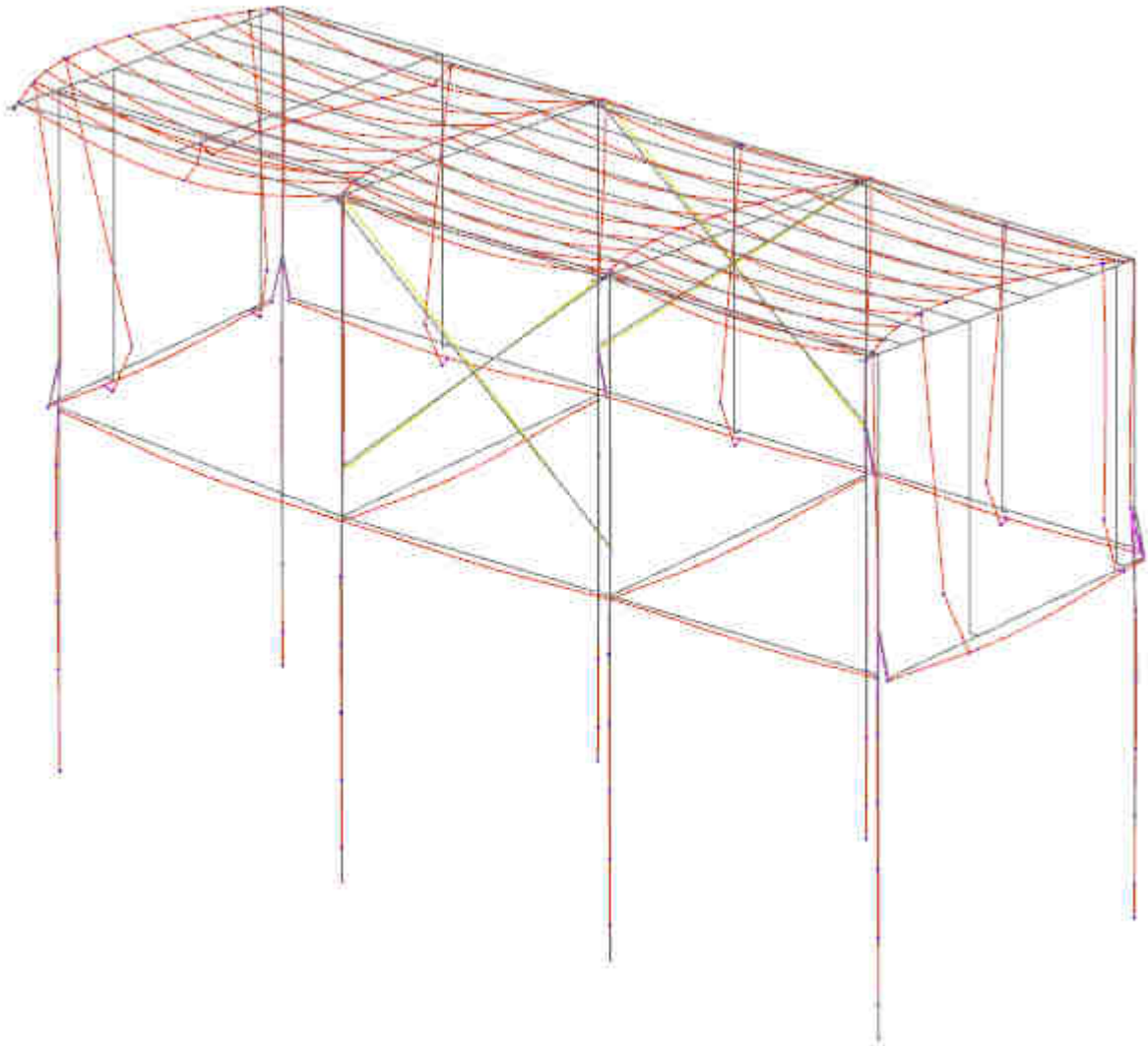


PRINCIPALI CONFIGURAZIONI DEFORMATE

Deformata in condizione SLV 1



Deformata in condizione SLV5



8.2.2 Verifica giunto sismico

Si verifica il giunto sismico, tra avancorpo lato Ovest e struttura esistente, necessario a garantire la corretta distanza tra le due costruzioni ovvero la distanza tale da evitare fenomeni di martellamento.

Lo spostamento massimo della struttura, in direzione "X", derivante dall'analisi è pari a:

d_{Ee} = 0.03 m

Gli spostamenti d_E sotto l'azione sismica di progetto relativa allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore di duttilità in spostamento μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi, secondo l'espressione seguente (par.7.3.3.3 NTC):

$$d_E = \pm\mu_d \cdot d_{Ee}$$

Dove:

$$\mu_d = q = 1.5$$

dal momento che T1=0.51 > T_C=0.486.

Risulta quindi:

$$d_E = \pm\mu_d \cdot d_{Ee} = 1.5 \cdot 0.03 = 0.045\ m$$

Per quanto concerne l'edificio esistente, lo spostamento massimo può essere stimato in 1/100 della sua altezza, misurata dallo spiccato della fondazione, moltiplicata per a_gS/g.

Risulta quindi:

$$d_{max,esistente} = \frac{h}{100} \cdot \frac{a_g \cdot S}{g} = \frac{12.15}{100} \cdot 0.187 \cdot 1.2 = 0.027\ m$$

La distanza tra le costruzioni contigue non potrà essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi di ciascuna di esse.

Assumendo un giunto sismico di 10 cm risulta quindi:

$$10\ cm > \ d_{tot} = d_E + d_{max,esistente} = 0.045 + 0.027 = 7.2\ cm$$

8.2.3 Verifica effetti non linearità geometriche, imperfezioni e deformazioni

Ai sensi del par. 7.3.1 delle NTC18 le non linearità geometriche sono prese in conto attraverso il fattore θ che, in assenza di più accurate determinazioni, può essere definito come:

$$\theta = \frac{P \cdot d_{Er}}{V \cdot h}$$

Dal calcolo risulta quanto segue:

Quota inf.: quota inferiore esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata, espressa con notazione breve. esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [m]
Quota sup.: quota superiore esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata, espressa con notazione breve. esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [m]
Comb.: combinazione.
N.b.: nome breve o compatto della combinazione di carico.
Carico verticale: carico verticale. [kN]
Spostamento: spostamento medio di interpiano. [m]
Forza orizzontale totale: forza orizzontale totale. [kN]
Altezza del piano: altezza del piano. [m]
Theta: coefficiente Theta formula [7.3.3] $ 7.3.1. Il valore e' adimensionale.

Quota inf.	Quota sup.	Comb. N.b.	Carico verticale	Spostamento	Forza orizzontale	Altezza del pi	Theta
L2	L3	SLV 1	231.51	0.02559	115.63	7.75	0.007
L2	L3	SLV 2	231.51	0.02559	115.63	7.75	0.007
L2	L3	SLV 3	231.5	0.02518	120.68	7.75	0.006
L2	L3	SLV 4	231.5	0.02518	120.68	7.75	0.006
L2	L3	SLV 5	241.94	0.01035	95.63	7.75	0.003
L2	L3	SLV 6	241.94	0.01035	95.63	7.75	0.003
L2	L3	SLV 7	241.93	0.00907	101.69	7.75	0.003
L2	L3	SLV 8	241.93	0.00907	101.69	7.75	0.003
L2	L3	SLV 9	250.88	0.00898	101.69	7.75	0.003
L2	L3	SLV 10	250.88	0.00898	101.69	7.75	0.003
L2	L3	SLV 11	250.87	0.00966	95.63	7.75	0.003
L2	L3	SLV 12	250.87	0.00966	95.63	7.75	0.003
L2	L3	SLV 13	261.3	0.0247	120.68	7.75	0.007
L2	L3	SLV 14	261.3	0.0247	120.68	7.75	0.007
L2	L3	SLV 15	261.3	0.02504	115.63	7.75	0.007
L2	L3	SLV 16	261.3	0.02504	115.63	7.75	0.007

N.B. Come h è stata considerata la media tra quella di colmo e quella di gronda.

Poichè θ risulta notevolemente inferiore a 0.1, gli effetti delle non linearità geometriche possono essere trascurati.

Dal momento che la struttura non risulta sensibile agli effetti del secondo ordine, ai sensi del par. 4.2.3.5 delle NTC18, nell'esecuzione dell'analisi globale per il calcolo delle sollecitazioni da introdurre nelle verifiche di stabilità degli elementi strutturali, la curvatura iniziale degli elementi strutturali può essere trascurata. Inoltre nella verifica dei singoli elementi strutturali, visto che non occorre tenere conto degli effetti del secondo ordine, gli effetti delle imperfezioni locali sono da considerarsi inclusi implicitamente nelle formule di verifica di stabilità.

La non sensibilità della struttura agli effetti del secondo ordine consente di ritenere trascurabili anche gli effetti delle deformazioni sull'entità delle sollecitazioni, ragion per cui è possibile condurre l'analisi globale

della struttura con la teoria del primo ordine, imponendo quindi l'equilibrio sulla configurazione iniziale della struttura.

8.2.4 Verifica nodi

Si riportano di seguito le verifiche di quei nodi non ricompresi nel tabulato di calcolo.

<u>Collegamento trave HEA260 – trave HEA340</u>

SOLLECITAZIONI			
sforzo assiale asta	F1	20.0	[kN]
sforzo taglio asta	F2	12.0	[kN]
sforzo taglio asta	F3	trascurabile	[kN]
diametro bullone	d	16	[mm]
classe resistenza bullone	classe	8.8	
area resistente	A_{res}	157	[mm^2]
area nominale	A	201	[mm^2]
tensione di snervamento	f_{yb}	649	[N/mm^2]
tensione di rottura	f_{tb}	800	[N/mm^2]
coeff. Sicurezza	γ_{M2}	1.25	
diametro foro	d_0	17	[mm]

Verifica taglio bulloni			
numero bulloni	$n_{bulloni}$	2	
taglio singolo bullone	V	11662	[N]
risultante	R	11662	[N]
sezioni resistenti	$n_{sez.res.}$	2	
tensione	τ_b	37	[N/mm^2]
resistenza a taglio	$f_{V,Rd}$	384	
verifica	soddisfatta		

Verifica geometria

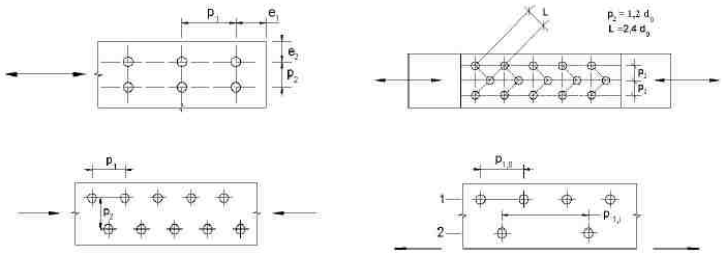


Fig. 4.2.5 -*Disposizione dei fori per le realizzazione di unioni bullonate o chiodate*

distanza p_1	80	[mm]	ok
distanza p_2	60	[mm]	ok
distanza e_1	40	[mm]	ok
distanza e_2	40	[mm]	ok

VERIFICA PIATTO

Verifica a strappo			
spessore piastra	s	7.5	[mm]
diametro foro	d_{foro}	17	[mm]
larghezza piastra	l	230	[mm]
area netta	A_{netta}	1470	[mm^2]
tensione	σ	16	[N/mm^2]
tensione snervamento piastr	f_{yd}	239	[N/mm^2]
verifica	soddisfatta		

Verifica a rifollamento			
diametro gambo bullone	d	16	[mm]
diametro foro	d_0	17	[mm]
spessore piastra collegata	s	7.5	[mm]
resistenza caratteristica a rottura	f_{tk}	430	[N/mm^2]
coeff. Bulloni bordo	α	0.78	
coeff. Bulloni interni	α	1	
coeff. Bulloni bordo	k	2.5	
coeff. Bulloni interni	k	2.5	
tensione su superficie adiacente	σ	97	[N/mm^2]
resist. a rifollamento bordo	$f_{b,Rd}$	675	[N/mm^2]
verifica rifollamento bordo	soddisfatta		
resist. a rifollamento interno	$f_{b,Rd}$	860	[N/mm^2]
verifica rifollamento interno	soddisfatta		

Verifica sezione resistente PIATTO			
area sezione piatto	A	1725	[mm^2]
spessore piastra	s	7.5	[mm]
altezza piatto	h	230	[mm]
tensione tangenziale	τ	10.4	[N/mm^2]
tensione normale	σ	11.6	[kN/mm^2]
tensione snervamento	f_{yd}	262	[N/mm^2]
verifica	soddisfatta		

VERIFICA SALDATURE A CORDONE D'ANGOLO

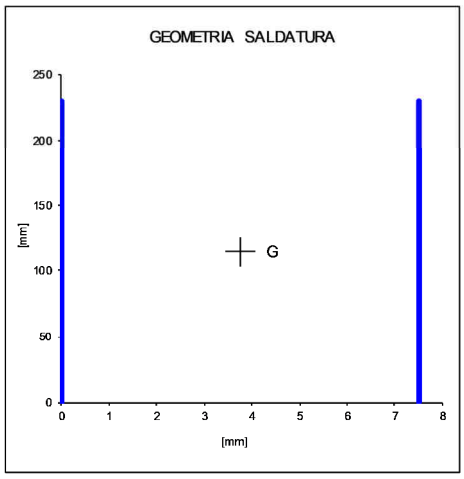
Metodo di calcolo: stati limite

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE BASE

S275 — Tipo di acciaio

t ≤ 40mm — Spessore massimo degli elementi da saldare

f_d= 275 N/mm^2 Resistenza di progetto



TIPOLOGIA SALDATURA

Sladatura a cordone d'angolo

Condizioni di verifica

$\sqrt{\tau_\perp^2+\sigma_\perp^2+\tau_{//}^2} \le$ 0.70 f_d= 192.5 N/mm^2

$|\sigma_\perp|+|\tau_\perp| \le$ 0.85 f_d= 233.75 N/mm^2

SOLLECITAZIONI (APPLICATE NEL BARICENTRO DELLA SALDATURA)

N=	20	kN	Sforzo normale
M_x=	0	kNm	Momento flettente con vettore lungo la direzione X
M_y=	0	kNm	Momento flettente con vettore lungo la direzione Y
V_x=	0	kN	Taglio in idrezione X
V_y=	12.0	kN	Taglio in direzione Y
M_t=	0	kNm	Momento flettente con vettore lungo la direzione Y

CARATTERISTICHE SALDATURA (RIFERITE AGLI ASSI)

N° cord.	x_i [mm]	y_i [mm]	x_f [mm]	y_f [mm]	a [mm]	$\sigma_{\perp,i}$ [N/mm²]	$\sigma_{\perp,f}$ [N/mm²]	$\tau_{\perp}$ [N/mm²]	$\tau_{//}$ [N/mm²]	$\sqrt{\tau_{\perp}^2+\sigma_{\perp}^2+\tau_{//}^2}$ Inizio [N/mm²]	Fine [N/mm²]	$\lvert\sigma_{\perp}\rvert+\lvert\tau_{\perp}\rvert$ Inizio [N/mm²]	Fine [N/mm²]	VERIFICA [-]
1	0	0	0	230	3.71	11.7	11.7	0.0	7.0	13.7	13.7	11.7	11.7	OK
2	7.5	0	7.5	230	3.71	11.7	11.7	0.0	7.0	13.7	13.7	11.7	11.7	OK
3	0	0	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	0	0	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5	0	0	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6	0	0	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7	0	0	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8	0	0	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9	0	0	0	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10	0	0	0	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Collegamento trave HEA260 – trave HEA340 – controvento

SOLLECITAZIONI

sforzo assiale asta	F1	32.0	[kN]
sforzo taglio asta	F2	12.0	[kN]
sforzo taglio asta	F3	trascurabile	[kN]
sforzo assiale controvento	F1	107.0	[kN]

diametro bullone	d	16	[mm]
classe resistenza bullone	classe	8.8	
area resistente	A_{res}	157	[mm²]
area nominale	A	201	[mm²]
tensione di snervamento	f_{yb}	649	[N/mm²]
tensione di rottura	f_{tb}	800	[N/mm²]
coeff. Sicurezza	γ_{M2}	1.25	
diametro foro	d_0	17	[mm]

Verifica geometria			
distanza p_1	80	[mm]	ok
distanza p_2	60	[mm]	ok
distanza e_1	40	[mm]	ok
distanza e_2	40	[mm]	ok

Verifica taglio bulloni			
numero bulloni	$n_{bulloni}$	2	
taglio singolo bullone	V	54485	[N]
risultante	R	54485	[N]
sezioni resistenti	$n_{sez.res.}$	2	
tensione	τ_b	174	[N/mm²]
resistenza a taglio	$f_{V,Rd}$	384	
verifica	soddisfatta		

VERIFICA PIATTO

Verifica a strappo			
spessore piastra	s	7.5	[mm]
diametro foro	d_{foro}	17	[mm]
larghezza piastra	l	140	[mm]
area netta	A_{netta}	795	[mm^2]
tensione	σ	137	[N/mm^2]
tensione snervamento piastr	f_{yd}	239	[N/mm^2]
verifica	soddisfatta		

Verifica a rifollamento			
diametro gambo bullone	d	16	[mm]
diametro foro	d_0	17	[mm]
spessore piastra collegata	s	7.5	[mm]
resistenza caratteristica a rottura	f_{tk}	430	[N/mm^2]
coeff. Bulloni bordo	α	0.78	
coeff. Bulloni interni	α	1	
coeff. Bulloni bordo	k	2.5	
coeff. Bulloni interni	k	2.5	
tensione su superficie adiacente	σ	454	[N/mm^2]
resist. a rifollamento bordo	$f_{b,Rd}$	675	[N/mm^2]
verifica rifollamento bordo	soddisfatta		
resist. a rifollamento interno	$f_{b,Rd}$	860	[N/mm^2]
verifica rifollamento interno	soddisfatta		

Verifica sezione resistente PIATTO saldato alla colonna			
area sezione piatto	A	1725	[mm^2]
spessore piastra	s	7.5	[mm]
altezza piatto	h	230	[mm]
tensione tangenziale	τ	40.0	[N/mm^2]
tensione normale	σ	43.7	[kN/mm^2]
tensione snervamento	f_{yd}	262	[N/mm^2]
verifica	soddisfatta		

VERIFICA SALDATURE A CORDONE D'ANGOLO

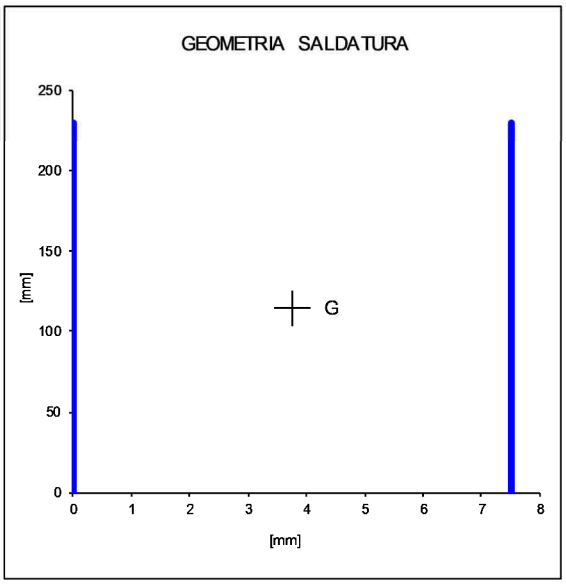
Metodo di calcolo: stati limite

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE BASE

S275 — Tipo di acciaio

t ≤ 40mm — Spessore massimo degli elementi da saldare

f_d= 275 N/mm^2 Resistenza di progetto



TIPOLOGIA SALDATURA

Sladatura a cordone d'angolo

Condizioni di verifica

$\sqrt{\tau_\perp^2+\sigma_\perp^2+\tau_{//}^2} \leq$ 0.70 f_d= 192.5 N/mm^2

$|\sigma_\perp|+|\tau_\perp| \leq$ 0.85 f_d= 233.75 N/mm^2

SOLLECITAZIONI (APPLICATE NEL BARICENTRO DELLA SALDATURA)

N=	109	kN	Sforzo normale
M_x=	0	kNm	Momento flettente con vettore lungo la direzione X
M_y=	0	kNm	Momento flettente con vettore lungo la direzione Y
V_x=	0	kN	Taglio in idrezione X
V_y=	86	kN	Taglio in direzione Y
M_t=	0	kNm	Momento flettente con vettore lungo la direzione Y

CARATTERISTICHE SALDATURA (RIFERITE AGLI ASSI)

N° cord.	x_i [mm]	y_i [mm]	x_f [mm]	y_f [mm]	a [mm]	$\sigma_{\perp,i}$ [N/mm^2]	$\sigma_{\perp,f}$ [N/mm^2]	$\tau_\perp$ [N/mm^2]	$\tau_{//}$ [N/mm^2]	$\sqrt{\tau_\perp^2+\sigma_\perp^2+\tau_{//}^2}$ Inizio [N/mm^2]	$\sqrt{\tau_\perp^2+\sigma_\perp^2+\tau_{//}^2}$ Fine [N/mm^2]	$\lvert\sigma_\perp\rvert+\lvert\tau_\perp\rvert$ Inizio [N/mm^2]	$\lvert\sigma_\perp\rvert+\lvert\tau_\perp\rvert$ Fine [N/mm^2]	VERIFICA [-]
1	0	0	0	230	3.71	63.8	63.8	0.0	50.6	81.4	81.4	63.8	63.8	OK
2	7.5	0	7.5	230	3.71	63.8	63.8	0.0	50.6	81.4	81.4	63.8	63.8	OK
3	0	0	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	0	0	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5	0	0	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6	0	0	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7	0	0	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8	0	0	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9	0	0	0	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10	0	0	0	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Collegamento arcarecci HEA200 – trave HEA340

SOLLECITAZIONI ASTA

sforzo assiale asta	F1	12.0	[kN]
sforzo taglio asta	F2	13.0	[kN]
sforzo taglio asta	F3	1	[kN]

diametro bullone	d	16	[mm]
classe resistenza bullone	classe	8.8	
area resistente	A_{res}	157	[mm^2]
area nominale	A	201	[mm^2]
tensione di snervamento	f_{yb}	649	[N/mm^2]
tensione di rottura	f_{tb}	800	[N/mm^2]
coeff. Sicurezza	γ_{M2}	1.25	
diametro foro	d_0	17	[mm]

VERIFICA BULLONI

Verifica taglio bulloni

numero bulloni	$n_{bulloni}$	2	
taglio singolo bullone	V	8846	[N]
risultante	R	8846	[N]
sezioni resistenti	$n_{sez.res.}$	1	
tensione	τ_b	56	[N/mm^2]
resistenza a taglio	$f_{V,Rd}$	384	
verifica	soddisfatta		

Verifica trazione bulloni

numero bulloni	$n_{bulloni}$	2	
sforzo normale singolo bullone	N	500.0	[N]
tensione normale	σ	3	[N/mm^2]
resistenza a trazione	$f_{V,Rd}$	576	[N/mm^2]
verifica	soddisfatta		

Verifica taglio-trazione

forza di taglio agente	$F_{v,Ed}$	8846	[N]
resistenza a taglio	$F_{v,Rd}$	60288	[N]
forza di trazione agente	$F_{t,Ed}$	500	[N]
resistenza a trazione	$F_{t,Rd}$	90432	[N]
verifica	soddisfatta		

Verifica geometria

distanza p_1	70	[mm]	ok
distanza p_2	0	[mm]	-
distanza e_1	50	[mm]	ok
distanza e_2	50	[mm]	ok

VERIFICA PIATTO

Verifica a strappo

spessore piastra	s	10	[mm]
diametro foro	d_{foro}	17	[mm]
larghezza piastra	l	180	[mm]
area netta	A_{netta}	1630	[mm^2]
tensione	σ	11	[N/mm^2]
tensione snervamento piastr	f_{yd}	239	[N/mm^2]
verifica	soddisfatta		

Verifica a rifollamento

diametro gambo bullone	d	16	[mm]
diametro foro	d_0	17	[mm]
spessore piastra collegata	s	10	[mm]
resistenza caratteristica a rottura	f_{tk}	430	[N/mm^2]
coeff. Bulloni bordo	α	0.98	
coeff. Bulloni interni	α	1	
coeff. Bulloni bordo	k	2.5	
coeff. Bulloni interni	k	-1.7	
tensione su superficie adiacente	σ	55	[N/mm^2]
resist. a rifollamento bordo	$f_{b,Rd}$	843	[N/mm^2]
verifica rifollamento bordo	soddisfatta		

Verifica sezione resistente			
luce calcolo	d	50	[mm]
momento	M1	12500	[Nmm]
momento	M2	221148	[Nmm]
taglio	T1	500	[N]
taglio	T2	8846	[N]
spessore piastra	s	10	[mm]
larghezza piastra	l	170	[mm]
altezza piastra	b	100	[mm]
momento resistente 1	W1	2833	[mm^3]
area resistente 1	A1	1700	[mm^2]
tensione normale 1	σ_1	4	[N/mm^2]
tensione tangenziale 1	τ_1	0	[N/mm^2]
momento resistente 2	W2	16667	[mm^3]
area resistente 2	A2	1000	[mm^2]
tensione normale 2	σ_2	13	[N/mm^2]
tensione tangenziale 2	τ_2	9	[N/mm^2]
tensione normale totale	σ	18	[N/mm^2]
tensione tangenziale tot	τ	9	[N/mm^2]
tensione snervamento pi	f_{yd}	262	[N/mm^2]
verifica	soddisfatta		

VERIFICA ANGOLARE			
Verifica sezione resistente			
luce calcolo	h	95	[mm]
forza agente	Fx	17692	[N]
forza agente	Fy	1000	[N]
momento	Mx	95000	[Nmm]
momento	My	1680722	[Nmm]
taglio	Tx	17692	[N]
taglio	Ty	1000	[N]
spessore piastra	s	10	[mm]
larghezza piastra	l	170	[mm]
momento resistente 1	Wx	48167	[mm^3]
area resistente 1	Ax	1700	[mm^2]
tensione normale 1	σx	34	[N/mm^2]
tensione tangenziale 1	τx	10	[N/mm^2]
momento resistente 2	Wy	2833	[mm^3]
area resistente 2	Ay	1700	[mm^2]
tensione normale 2	σy	35	[N/mm^2]
tensione tangenziale 2	τy	1	[N/mm^2]
tensione normale totale	σ	68	[N/mm^2]
tensione tangenziale totale	τ	10	[N/mm^2]
tensione snervamento piastr	f_{yd}	262	[N/mm^2]
verifica	soddisfatta		

VERIFICA SALDATURE A CORDONE D'ANGOLO PIATTO

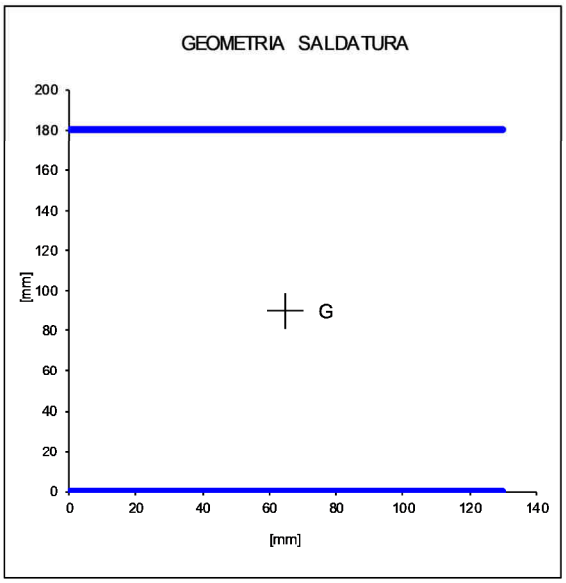
Metodo di calcolo: stati limite

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE BASE

S275 — Tipo di acciaio

t ≤ 40mm — Spessore massimo degli elementi da saldare

f_d= 275 N/mm^2 Resistenza di progetto



TIPOLOGIA SALDATURA

Sladatura a cordone d'angolo

Condizioni di verifica

$\sqrt{\tau_\perp^2+\sigma_\perp^2+\tau_{//}^2} \leq$ 0.70 f_d= 192.5 N/mm^2

$|\sigma_\perp|+|\tau_\perp| \leq$ 0.85 f_d= 233.75 N/mm^2

SOLLECITAZIONI (APPLICATE NEL BARICENTRO DELLA SALDATURA)

N=	1	kN	Sforzo normale
M_x=	0	kNm	Momento flettente con vettore lungo la direzione X
M_y=	0	kNm	Momento flettente con vettore lungo la direzione Y
V_x=	12	kN	Taglio in idrezione X
V_y=	13	kN	Taglio in direzione Y
M_t=	0	kNm	Momento flettente con vettore lungo la direzione Y

CARATTERISTICHE SALDATURA (RIFERITE AGLI ASSI)

N° cord.	x_i [mm]	y_i [mm]	x_f [mm]	y_f [mm]	a [mm]	$\sigma_{\perp,i}$ [N/mm^2]	$\sigma_{\perp,f}$ [N/mm^2]	$\tau_\perp$ [N/mm^2]	$\tau_{//}$ [N/mm^2]	$\sqrt{\tau_\perp^2+\sigma_\perp^2+\tau_{//}^2}$ Inizio [N/mm^2]	$\sqrt{\tau_\perp^2+\sigma_\perp^2+\tau_{//}^2}$ Fine [N/mm^2]	$\lvert\sigma_\perp\rvert+\lvert\tau_\perp\rvert$ Inizio [N/mm^2]	$\lvert\sigma_\perp\rvert+\lvert\tau_\perp\rvert$ Fine [N/mm^2]	VERIFICA [-]
1	0	0	130	0	4.95	0.8	0.8	10.1	9.3	13.8	13.8	10.9	10.9	OK
2	0	180	130	180	4.95	0.8	0.8	10.1	9.3	13.8	13.8	10.9	10.9	OK
3	0	0	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	0	0	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5	0	0	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6	0	0	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7	0	0	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8	0	0	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9	0	0	0	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10	0	0	0	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-

VERIFICA SALDATURE A CORDONE D'ANGOLO ANGOLARE

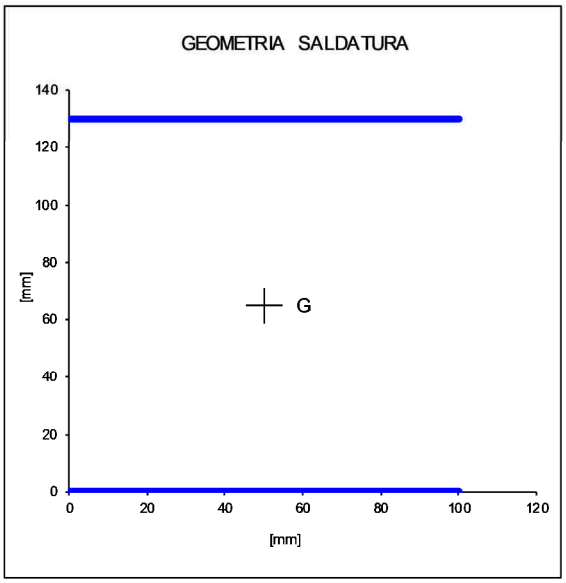
Metodo di calcolo: stati limite

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE BASE

S275 — Tipo di acciaio

t ≤ 40mm — Spessore massimo degli elementi da saldare

f_d= 275 N/mm^2 Resistenza di progetto



TIPOLOGIA SALDATURA

Sladatura a cordone d'angolo

Condizioni di verifica

$\sqrt{\tau_\perp^2+\sigma_\perp^2+\tau_{//}^2} \leq$ 0.70 f_d= 192.5 N/mm^2

$|\sigma_\perp|+|\tau_\perp| \leq$ 0.85 f_d= 233.75 N/mm^2

SOLLECITAZIONI (APPLICATE NEL BARICENTRO DELLA SALDATURA)

N=	13	kN	Sforzo normale
M_x=	0	kNm	Momento flettente con vettore lungo la direzione X
M_y=	0	kNm	Momento flettente con vettore lungo la direzione Y
V_x=	1	kN	Taglio in idrezione X
V_y=	12	kN	Taglio in direzione Y
M_t=	0	kNm	Momento flettente con vettore lungo la direzione Y

CARATTERISTICHE SALDATURA (RIFERITE AGLI ASSI)

N° cord.	x_i [mm]	y_i [mm]	x_f [mm]	y_f [mm]	a [mm]	$\sigma_{\perp,i}$ [N/mm^2]	$\sigma_{\perp,f}$ [N/mm^2]	$\tau_\perp$ [N/mm^2]	$\tau_{//}$ [N/mm^2]	$\sqrt{\tau_\perp^2+\sigma_\perp^2+\tau_{//}^2}$ Inizio [N/mm^2]	$\sqrt{\tau_\perp^2+\sigma_\perp^2+\tau_{//}^2}$ Fine [N/mm^2]	$\lvert\sigma_\perp\rvert+\lvert\tau_\perp\rvert$ Inizio [N/mm^2]	$\lvert\sigma_\perp\rvert+\lvert\tau_\perp\rvert$ Fine [N/mm^2]	VERIFICA [-]
1	0	0	100	0	4.95	13.1	13.1	12.1	1.0	17.9	17.9	25.3	25.3	OK
2	0	130	100	130	4.95	13.1	13.1	12.1	1.0	17.9	17.9	25.3	25.3	OK
3	0	0	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	0	0	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5	0	0	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6	0	0	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7	0	0	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8	0	0	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9	0	0	0	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10	0	0	0	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Collegamento Controventi 1+1 UPN160

SOLLECITAZIONI

sforzo assiale asta	F1	107.0	[kN]
sforzo taglio asta	F2	trascurabile	[kN]
sforzo taglio asta	F3	trascurabile	[kN]

diametro bullone	d	16	[mm]
classe resistenza bullone	classe	8.8	
area resistente	A_{res}	157	[mm^2]
area nominale	A	201	[mm^2]
tensione di snervamento	f_{yb}	649	[N/mm^2]
tensione di rottura	f_{tb}	800	[N/mm^2]
coeff. Sicurezza	γ_{M2}	1.25	
diametro foro	d_0	17	[mm]

Verifica geometria			
distanza p_1	50	[mm]	ok
distanza p_2	-	[mm]	ok
distanza e_1	40	[mm]	ok
distanza e_2	80	[mm]	ok

Verifica taglio bulloni			
numero bulloni	$n_{bulloni}$	3	
taglio singolo bullone	V	35667	[N]
risultante	R	35667	[N]
sezioni resistenti	$n_{sez.res.}$	2	
tensione	τ_b	114	[N/mm^2]
resistenza a taglio	$f_{V,Rd}$	384	
verifica	soddisfatta		

VERIFICA PIATTO

Verifica a strappo			
spessore piastra	s	10	[mm]
diametro foro	d_{foro}	17	[mm]
larghezza piastra	l	171	[mm]
area netta	A_{netta}	1540	[mm^2]
tensione	σ	139	[N/mm^2]
tensione snervamento piastr	f_{yd}	239	[N/mm^2]
verifica	soddisfatta		

Verifica a rifollamento			
diametro gambo bullone	d	16	[mm]
diametro foro	d_0	17	[mm]
spessore piastra collegata	s	10	[mm]
resistenza caratteristica a rottura	f_{tk}	430	[N/mm^2]
coeff. Bulloni bordo	α	0.78	
coeff. Bulloni interni	α	0.73	
coeff. Bulloni bordo	k	2.5	
coeff. Bulloni interni	k	-	
tensione su superficie adiacente	σ	223	[N/mm^2]
resist. a rifollamento bordo	$f_{b,Rd}$	675	[N/mm^2]
verifica rifollamento bordo	soddisfatta		

8.2.5 Verifica elementi secondari o non strutturali

Verifica pannelli copertura

Per la copertura si impiegano pannelli sandwich di spessore 100 mm.

I carichi agenti sono:

permanenti: 0.11 kN/m^2

variabile H: 0.50 kN/m^2

neve: 0.48 kN/m^2

vento X: -0.46 kN/m^2

vento Y: -0.46 kN/m^2

A favore di sicurezza si considera un fattore amplificativo 1.5 per i variabili e si trascura il vento, in quanto carico di verso opposto rispetto agli altri.

Carico: 1.3 x 0.11 + 1.5 x (0.5+0.48) = 1.61 kN/m^2

Con riferimento alla scheda tecnica di un prodotto commerciale del tipo impiegato in tale progetto, per una luce di circa 1.5 m, si ha:

ALLUMINIO CONDIZIONI DI CARICO

S spessore mm	U Kcal/m²·h·°C	U W/m²·°C	peso Kg/m²	U.M.	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	peso Kg/m²	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50
					Carichi utili di esercizio uniformemente distribuiti in KG/m² - KN/m² — DISTANZA TRA GLI APPOGGI IN m ℓ										
30	0,602	0,700	7,5	Kg/m²	285	185	120	70	40	5,0	265	165	101	58	30
				KN/m²	2,81	1,81	1,18	0,69	0,39		2,60	1,62	1,00	0,57	0,30
40	0,461	0,536	7,9	Kg/m²	355	230	160	96	60	5,4	315	203	132	76	48
				KN/m²	3,50	2,25	1,57	0,94	0,59		3,10	2,00	1,30	0,75	0,48
50	0,372	0,433	8,3	Kg/m²	417	278	197	125	80	5,8	365	244	168	101	63
				KN/m²	4,10	2,72	1,93	1,22	0,78		3,60	2,40	1,65	1,00	0,62
60	0,313	0,364	8,7	Kg/m²	468	325	237	157	104	6,2	428	285	203	127	83
				KN/m²	4,60	3,18	2,32	1,54	1,02		4,20	2,80	2,00	1,25	0,82
80	0,237	0,276	9,5	Kg/m²	509	430	315	225	155	7,0	489	387	275	183	117
				KN/m²	[illegible]	4,21	3,09	2,20	1,52		[illegible]	3,80	2,70	1,80	1,15
100	0,191	0,222	10,3	Kg/m²	565	452	342	286	215	7,8	540	431	316	262	195
				KN/m²	5,53	4,43	3,35	2,80	2,11		5,29	4,23	3,01	2,57	1,91
120	0,166	0,193	11,0	Kg/m²	635	525	415	330	260	8,6	612	510	398	306	238
				KN/m²	6,23	5,15	4,02	3,24	2,55		6,01	5,01	3,90	3,03	2,33

CONDIZIONI DI CARICO: CON SUPPORTO ① ALLUMINIO 0,6 mm ① ACCIAIO 0,5 mm — CON SUPPORTO ① ALLUMINIO 0,6 mm ① ALLUMINIO 0,6 mm

I valori dei carichi riportati nelle tabelle sono indicativi; si riferiscono ad una freccia f ≤ 1/200 della luce ℓ (m). Per il dimensionamento e la verifica riferirsi all'allegato E della norma UNI EN 14509 e ai valori dichiarati nella marcatura C €. La lettera ① ① indica il lato eventualmente preverniciato.

Indipendentemente dallo schema adottato, trave su due appoggi o su quattro, il carico agente è sempre inferiore a quello massimo sopportabile dal pannello quindi la verifica può ritenersi soddisfatta.

Verifica elementi di baraccatura

Per sostenere i pannelli di tamponamento verticali si impiegano profili UPN120 ancorati alle colonne principali dell'edificio e alle colonne HEA180 della baraccatura.

Verifica trave in acciaio - Metodo elastico

VERIFICA TRAVI PRESSOFLESSIONE SEMPLICE E DEVIATA

Caratteristiche del materiale

S275		Tipo di acciaio
t <= 40 mm		Spessore massimo elemento
f_{yk}=	275	N/mm² Tensione caratteristica di snervamento
f_{tk}=	430	N/mm² Tensione caratteristica di rottura
E=	210000	N/mm² Modulo elastico
ν=	0.3	N/mm² Coefficiente di Poisson
ρ=	7850	kg/m³ Densità

Coefficienti parziali di sicurezza del materiale

γ_{M0}=	1.05	Resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4
γ_{M1}=	1.05	Resistenza all'instabilità delle membrature
$f_{yd,0}$=	262	N/mm² Tensione di calcolo resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4
$f_{yd,1}$=	262	N/mm² Tensione di calcolo resistenza all'instabilità delle membrature

Condizioni di carico ed azioni

Tipologia dei carichi variabili

Variabili (Q_1)	Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso indus
Variabili (Q_2)	Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)
Variabili (Q_3)	Vento

	Uniformi			Triangolari con max al centro					Triangolari con max ad un estremo				
	p_k [kN/m²]	inter. [m]	**P_k [kN/m]**	p_{ik}=p_{fk} [kN/m²]	p_{ck} [kN/m²]	inter. [m]	P_{ik}=P_{fk} [kN/m]	**P_{ck} [kN/m]**	p_{ik} [kN/m²]	p_{fk} [kN/m²]	inter. [m]	P_{ik} [kN/m]	**P_{fk} [kN/m]**
Perm. stru. (G_1)	0.00		**0.00**	0.00	0.00		0.00	**0.00**	0.00	0.00		0.00	**0.00**
Perm. non stru. (G_2)	0.00		**0.00**	0.00	0.00		0.00	**0.00**	0.00	0.00		0.00	**0.00**
Variabili (Q_1)	0.00	1.75	**0.00**	0.00	0.00	0	0.00	**0.00**	0.00	0.00	0	0.00	**0.00**
Variabili (Q_2)	0.00		**0.00**	0.00	0.00		0.00	**0.00**	0.00	0.00		0.00	**0.00**
Variabili (Q_3)	0.75		**1.31**	0.00	0.00		0.00	**0.00**	0.00	0.00		0.00	**0.00**

Caratteristiche geometriche trave

L=	5.50	m	Luce di calcolo
α=	0	°	Angolo inclinazione asse trave
β=	0	°	Angolo inclinazione sezione trave

Sollecitazioni caratteristiche e di progetto

		Sollecitazioni caratteristiche					Sollecitazioni di progetto				
	γ_{sfav}	M_{xk} [kNm]	M_{yk} [kNm]	V_{yk} [kN]	V_{xk} [kN]	N_k [kN]	M_{xd} [kNm]	M_{yd} [kNm]	V_{yd} [kN]	V_{xd} [kN]	N_d [kN]
Perm. stru. (G_1)	1.3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Perm. non stru. (G_2)	1.5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili (Q_1)	1.5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili (Q_2)	1.5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili (Q_3)	1.5	4.96	0.00	3.61	0.00	0.00	7.44	0.00	5.41	0.00	0.00
							7.44	**0.00**	**5.41**	**0.00**	**0.00**

Caratteristiche sezione

UPN120

b=	55	mm	Base
h=	120	mm	Altezza
t=	7	mm	Spessore anima
s=	9	mm	Spessore ali
r=	9	mm	Raggio raccordo ala-anima
J_x=	3640000	mm^4	Momento d'inerzia asse x
J_y=	432000	mm^4	Momento d'inerzia asse y
W_x=	60700	mm^3	Modulo di resistenza asse x
W_y=	11100	mm^3	Modulo di resistenza asse y
S_x=	36362	mm^3	Momento statico di metà sezione asse x
S_y=	11610	mm^3	Momento statico di metà sezione asse y
i_x=	46.2	mm	Raggio d'inerzia relativo all'asse x
i_y=	15.9	mm	Raggio d'inerzia relativo all'asse y
A=	1700	mm^2	Area sezione profilo
λ_{max}=	345.91		Snellezza massima
ω=	1.00		Coefficiente amplificazione sforzo normale

Verifiche tensionali

σ_{max}=	123	N/mm^2	
$\tau_{max,y}$=	8	N/mm^2	
$\tau_{max,x}$=	0	N/mm^2	
τ_{max}=	8	N/mm^2	
σ_{id}=	123	N/mm^2	Verifica soddisfatta

Verifiche di deformabilità

Spostamenti massimi

δ_1=	0.0	mm	Spostamento dovuto ai carichi permanenti
δ_2=	20.5	mm	Spostamento dovuto ai carichi variabili
δ_{max}=	20.5	mm	Spostamento totale

Elementi strutturali

Coperture in generale

Spostamenti limite

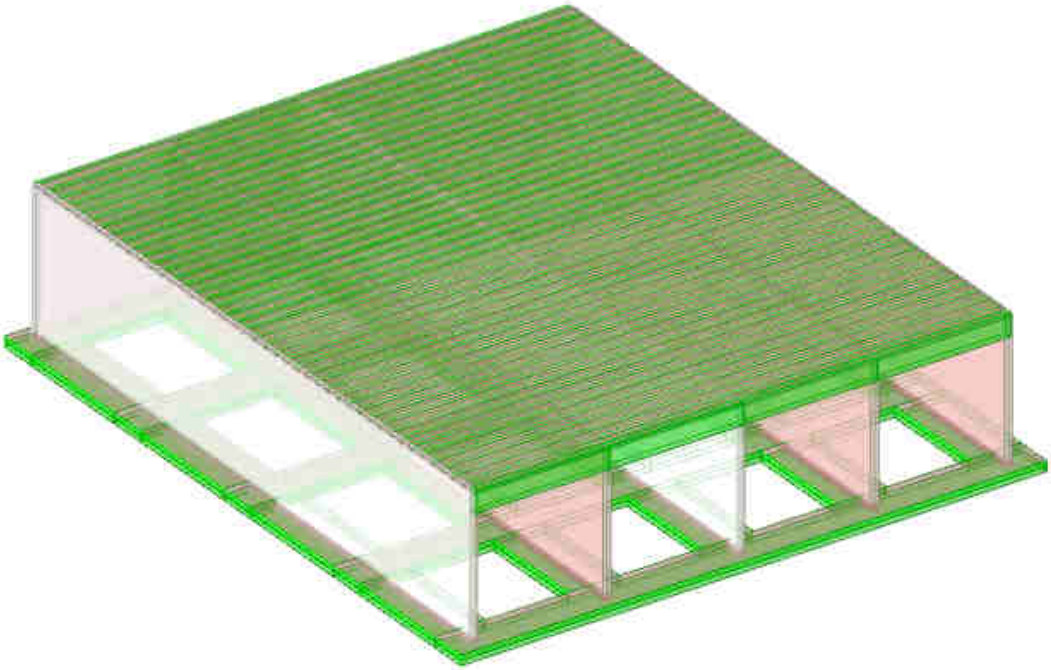
$\delta_{max,lim}$ /L=	1/200			Spostamento limite totale
$\delta_{2,lim}$/L =	1/250			Spostamento limite dovuto ai carichi variabili
δ_{max}/L=	1/269	<	1/200	Verifica soddisfatta
δ_2/L=	1/269	<	1/250	Verifica soddisfatta

8.3 BIOCELLE

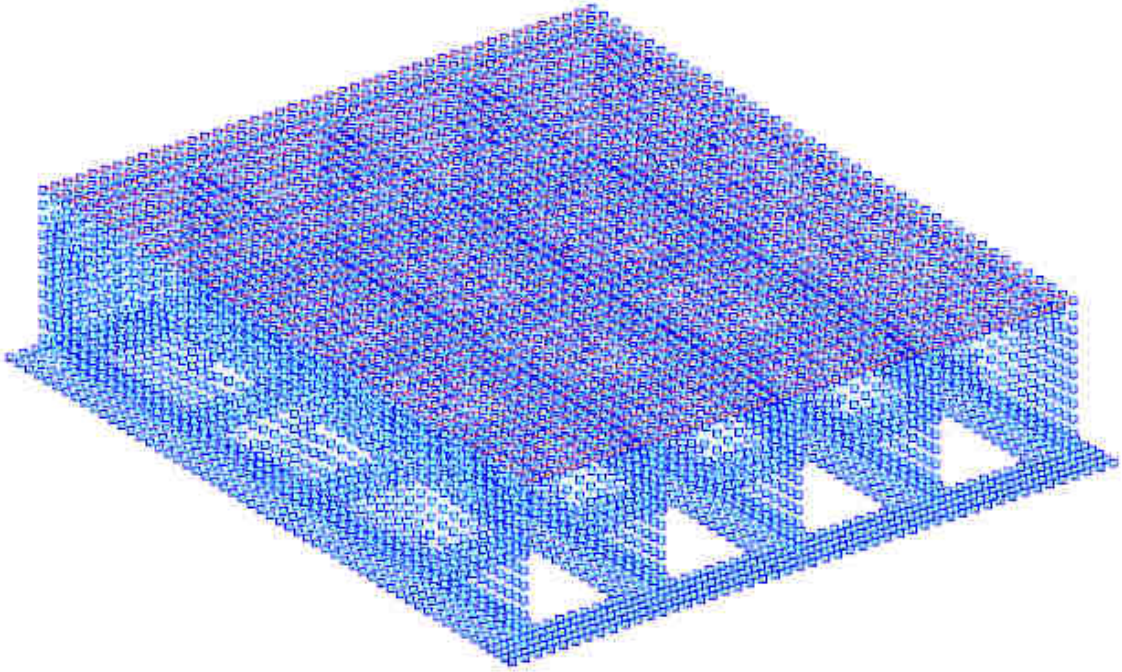
8.3.1 Schemi grafici riepilogativi

MODELLO DI CALCOLO ADOTTATO

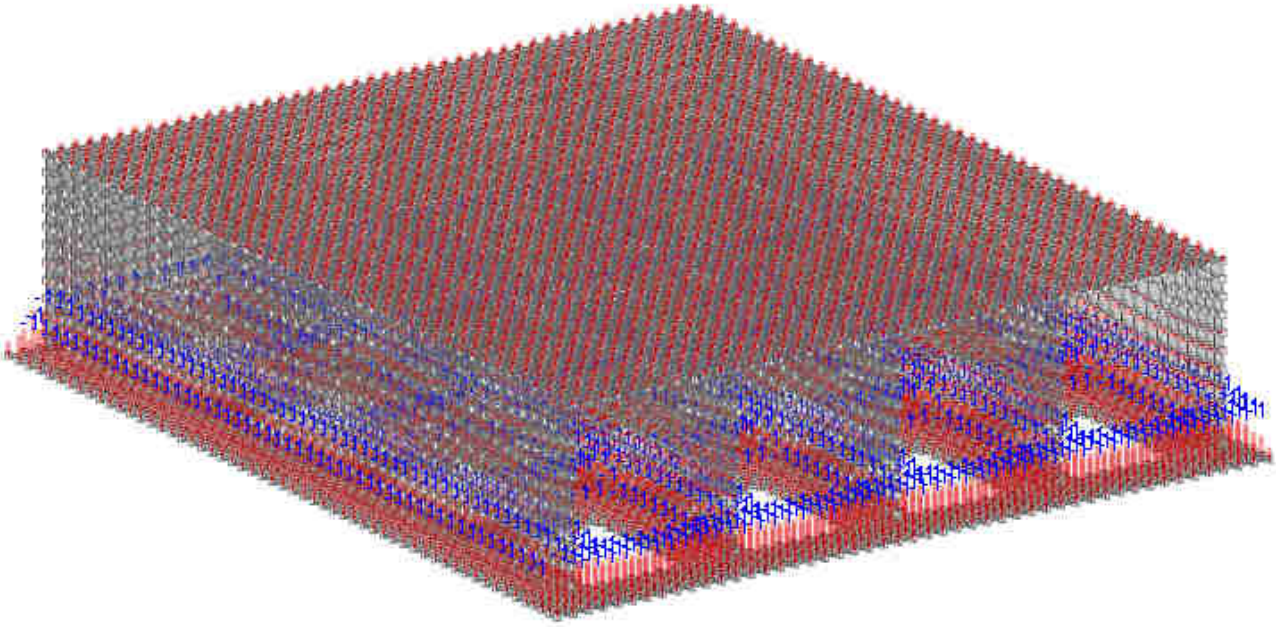
Vista assonometrica della geometria del modello



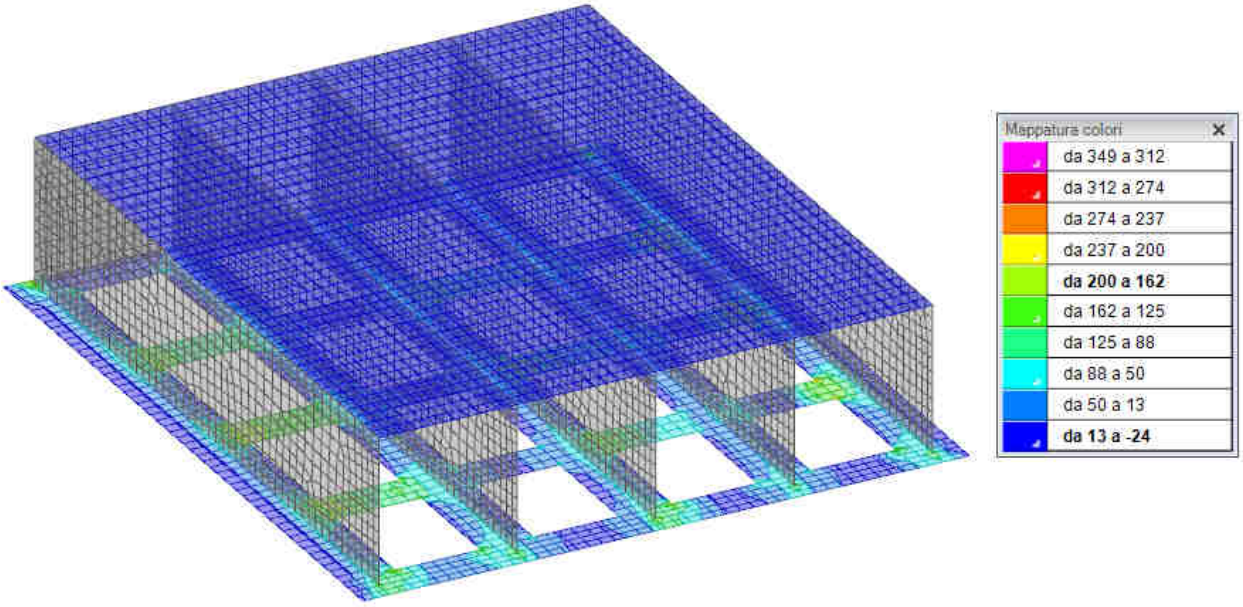
Modello agli elementi finiti



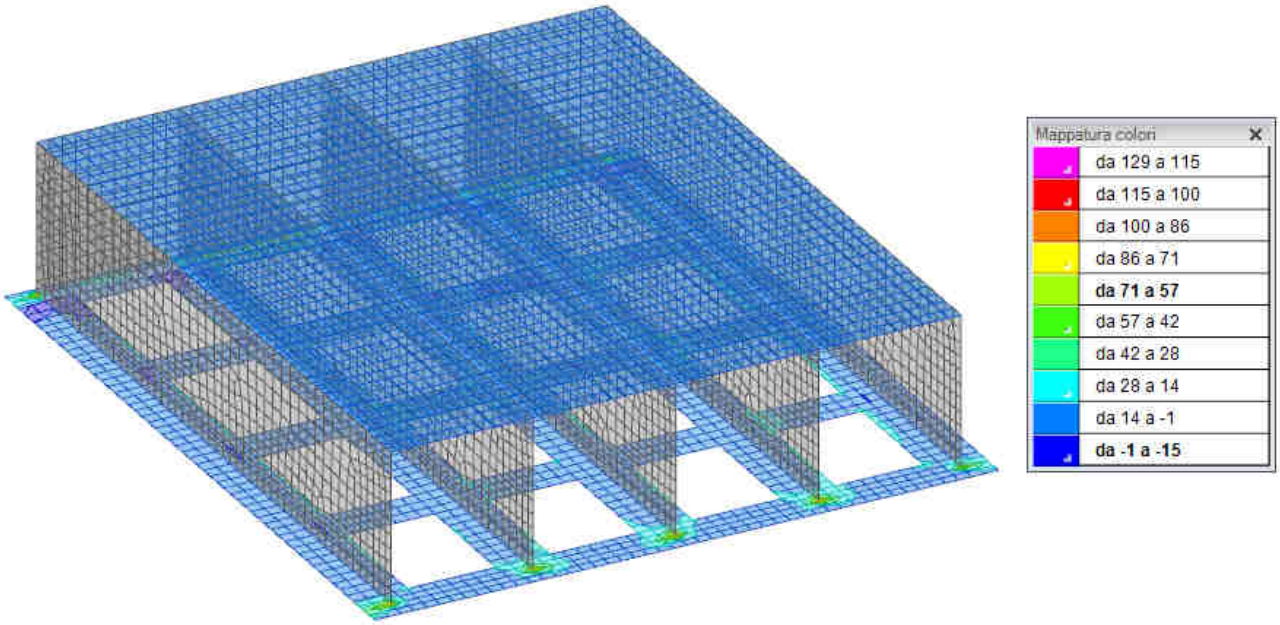
Carichi in condizione Variabili



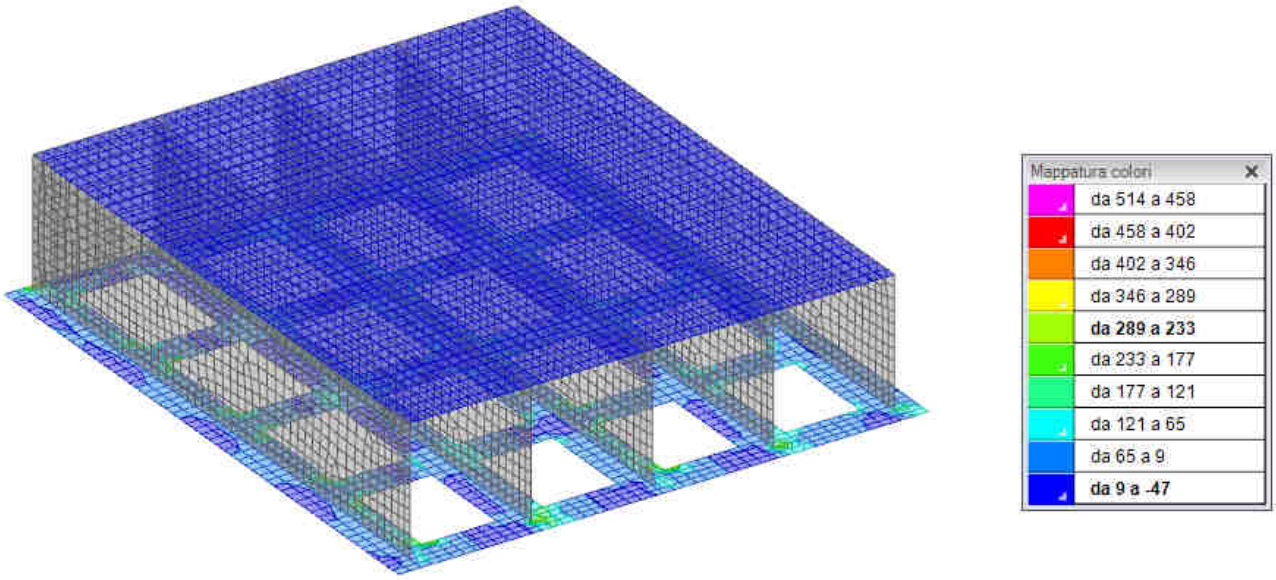
Sollecitazioni Mxx massime



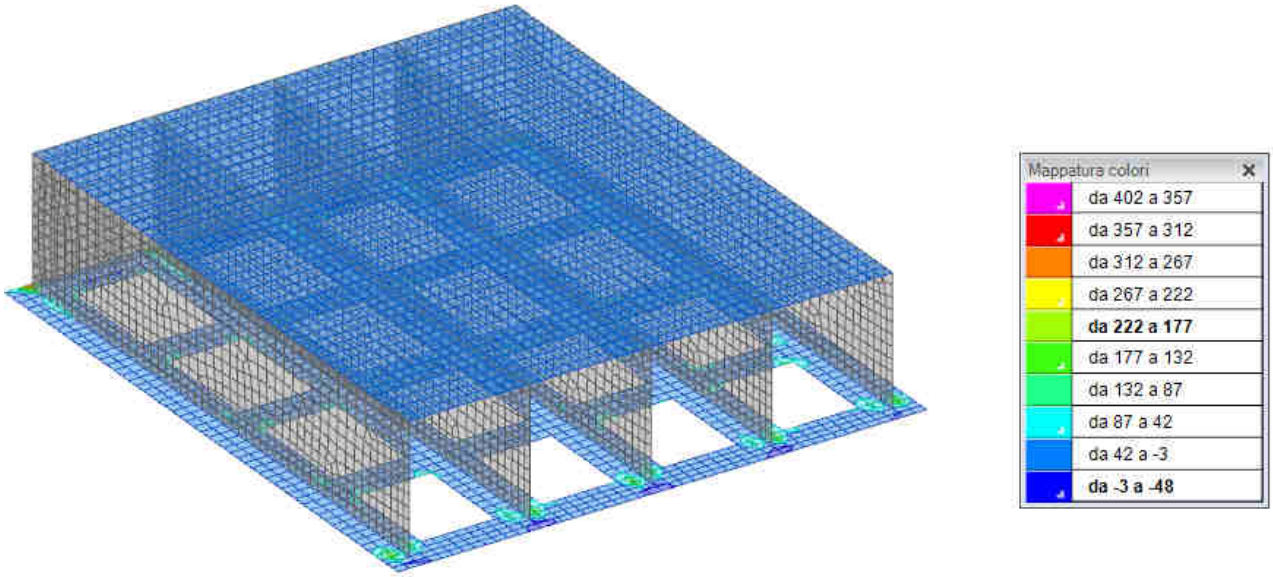
Sollecitazioni Myy massime



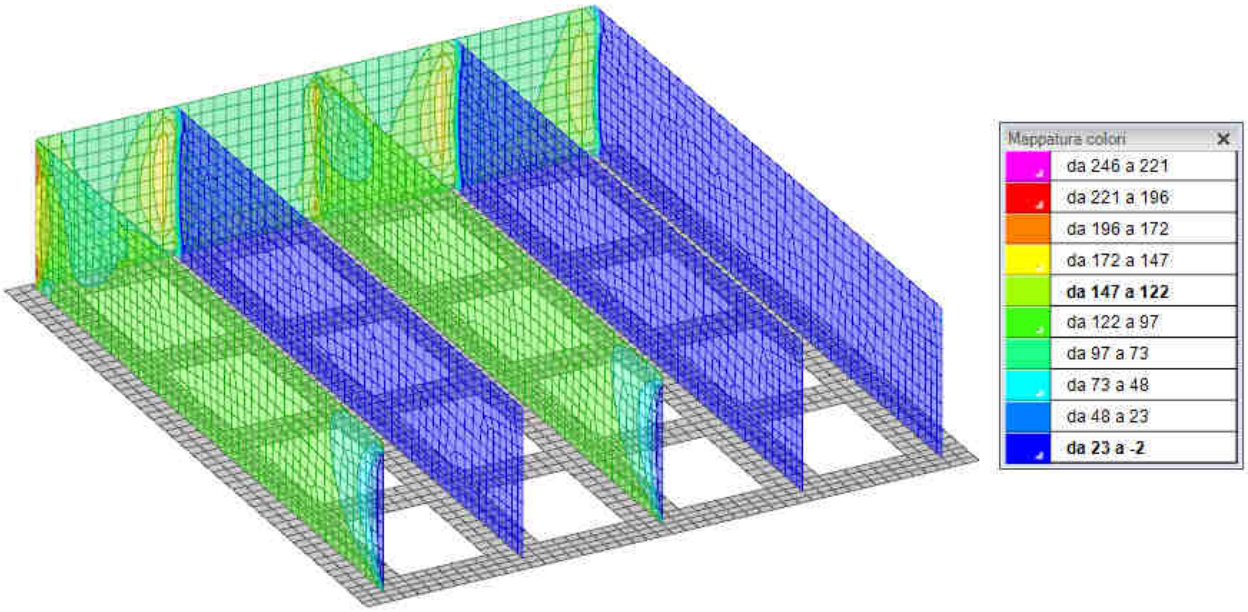
Sollecitazioni Vx massime



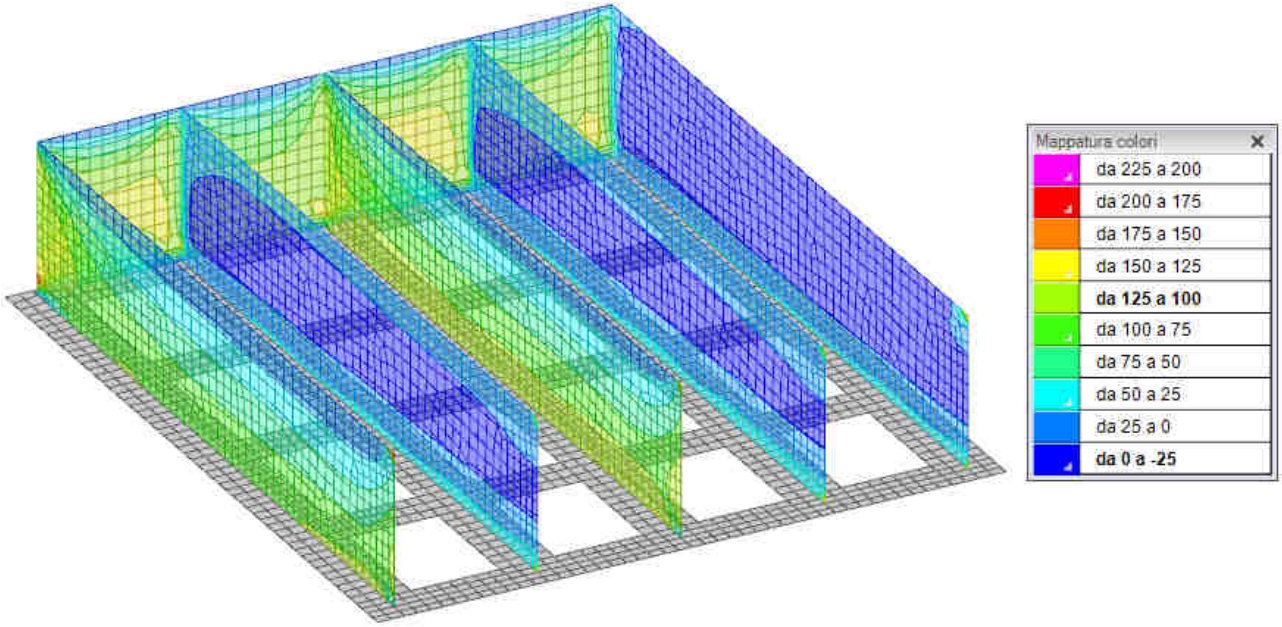
Sollecitazioni Vy massime



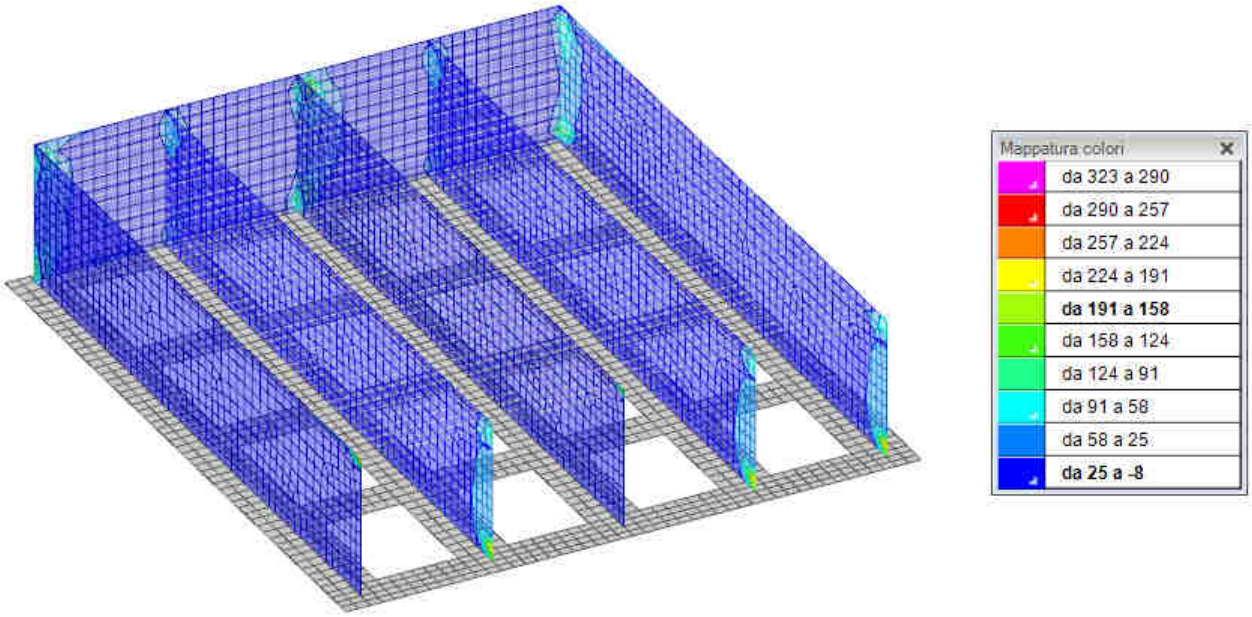
Sollecitazioni Moo massime



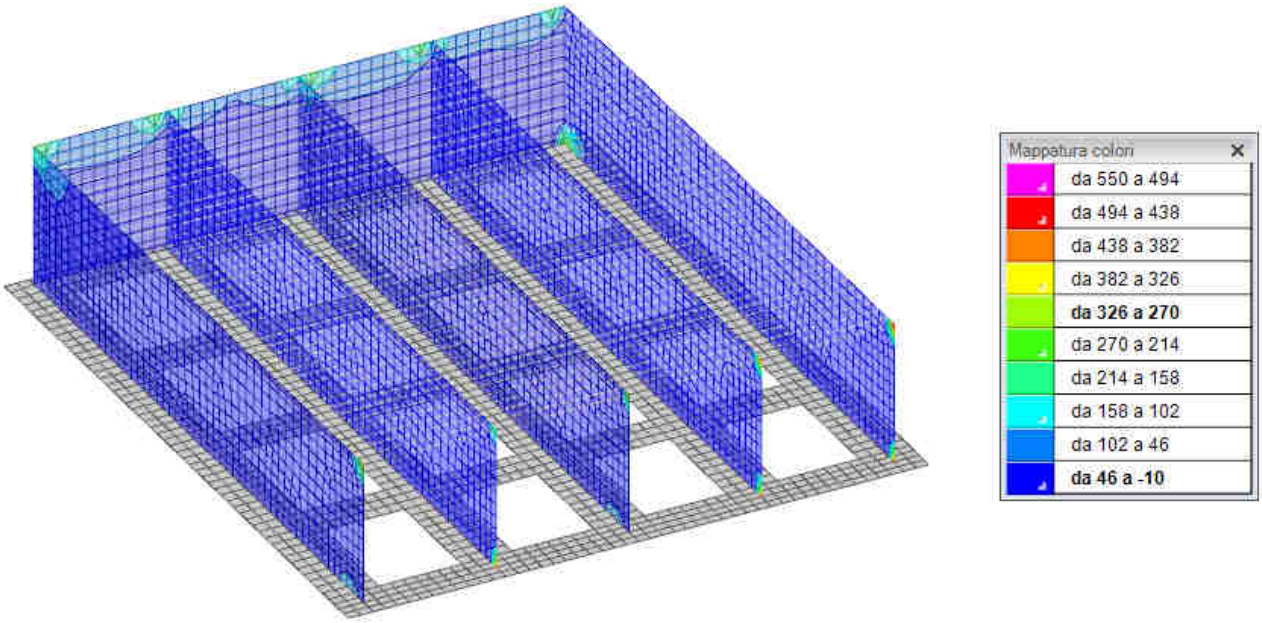
Sollecitazioni Mzz massime



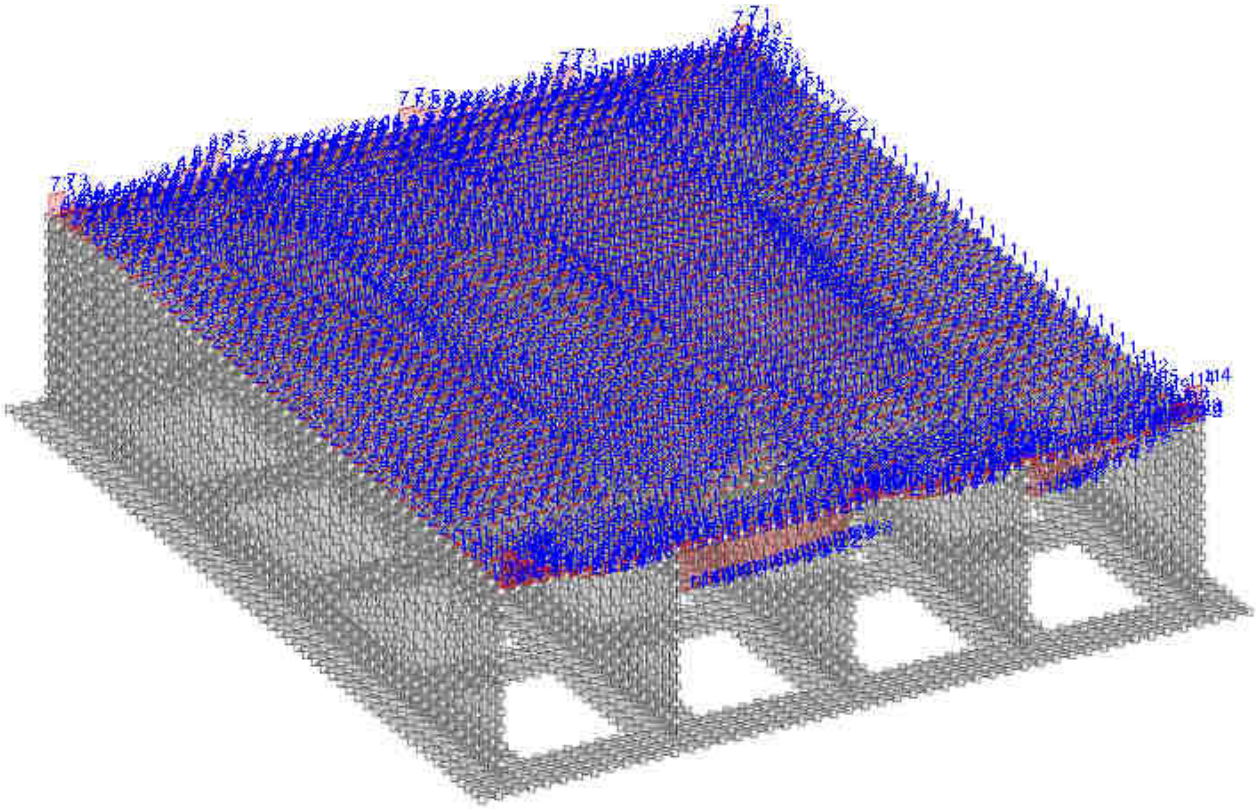
Sollecitazioni Vo massime



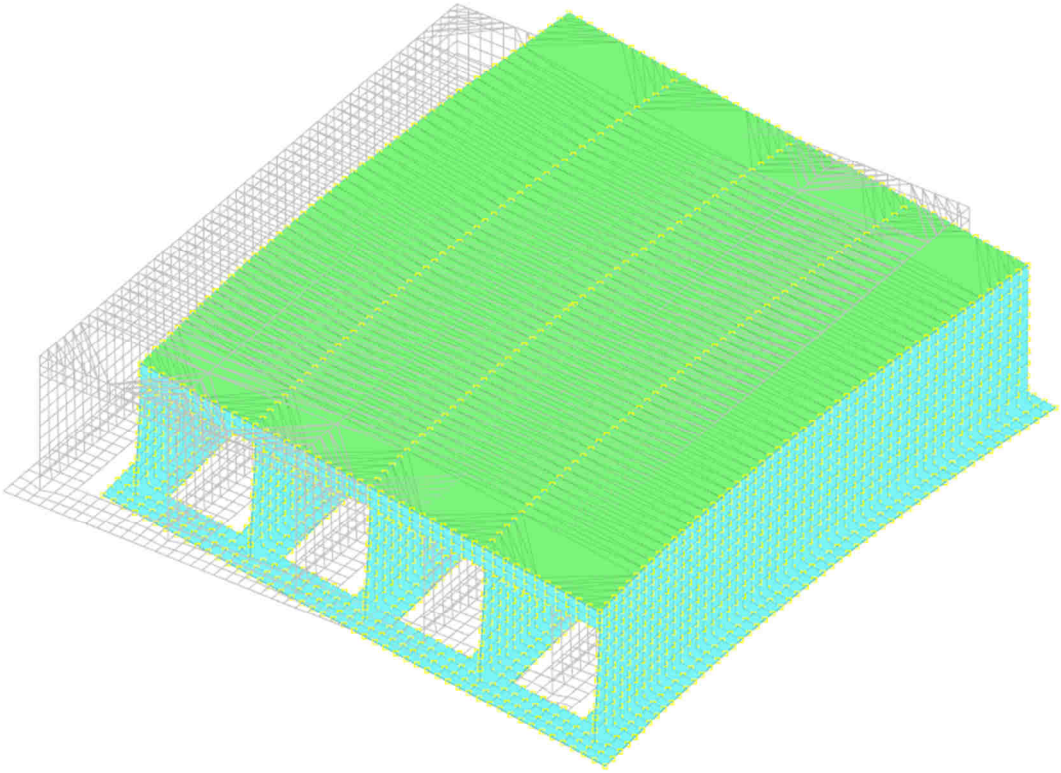
Sollecitazioni Vz massime



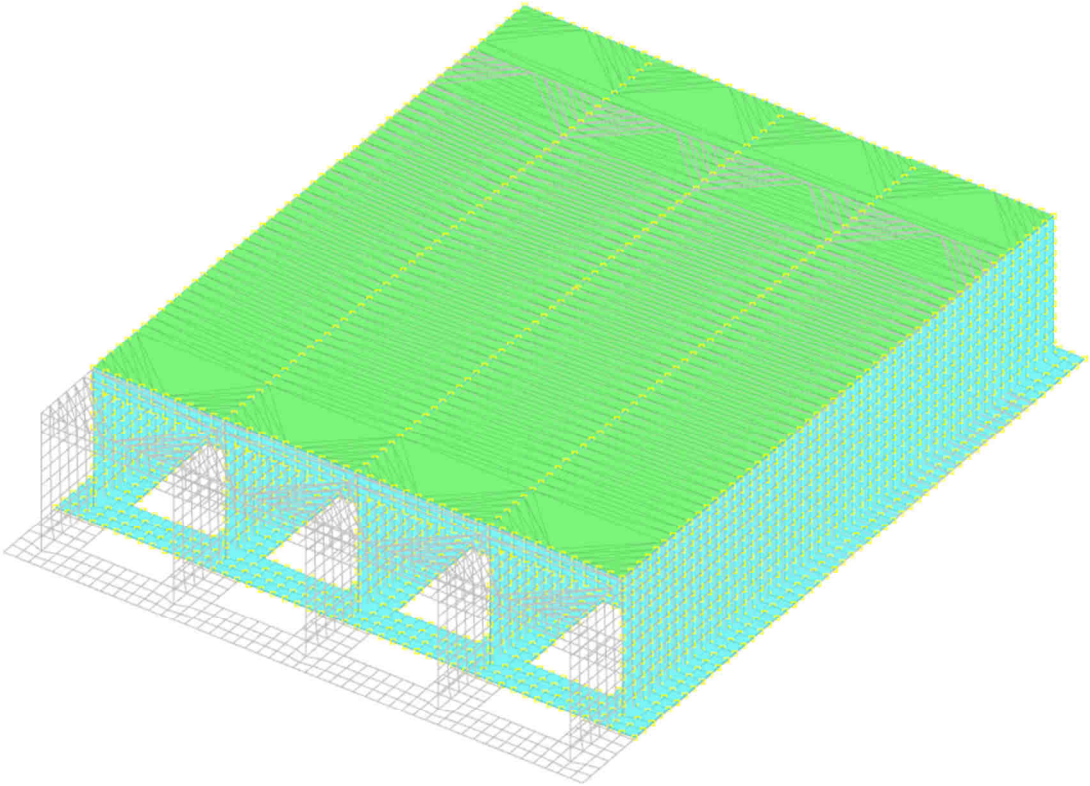
Inviluppo sforzo normale N [kN]



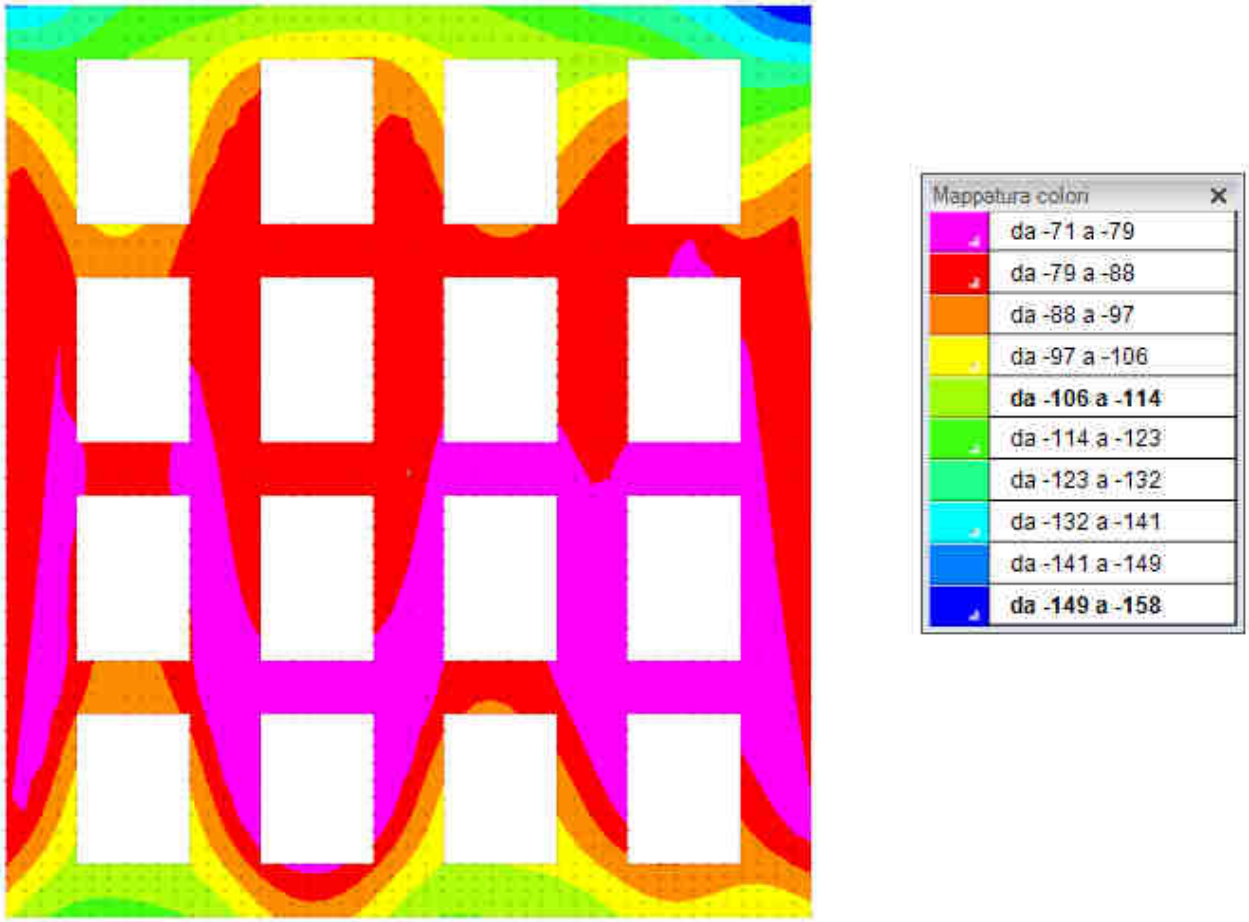
Spostamenti sisma X SLV



Spostamenti sisma Y SLV



Pressioni terreno minime



8.3.2 Verifica solaio

Il solaio di copertura è di tipo predalles con spessore pari a 20 cm (5+10+5).

Si esegue la verifica delle sezioni di appoggio, di estremità e centrale, e di quella di mezzeria.

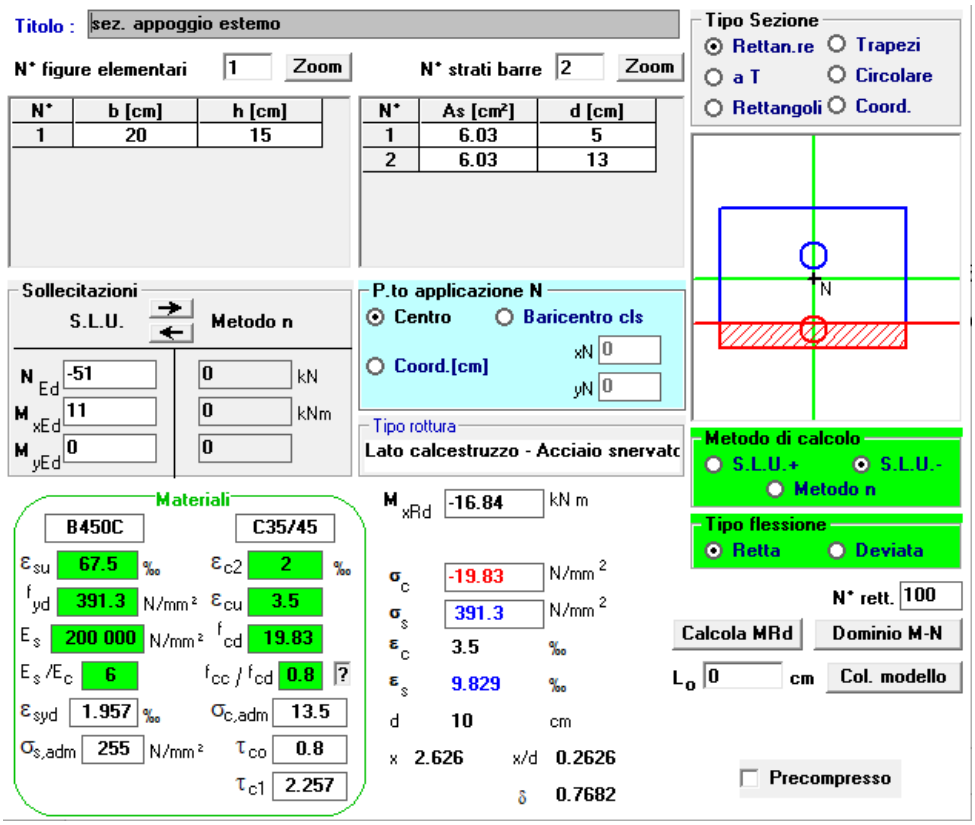
- Verifica sezione di appoggio alle estremità

<u>Sollecitazioni agenti</u>

F1 = -51 kN (negativa=trazione)

F2 = 14 kN

M3 = -11 kNm



Verifica a taglio SLU

Dati materiali

Acciaio B450C			f_{yk}=	450	N/mm^2
			γ_s=	1.15	
			f_{yd}=	391.3	N/mm^2
			E_s=	2.05E+05	N/mm^2
Calcestruzzo R_{ck}=	45	N/mm^2	f_{cm}=	45.4	N/mm^2
			f_{ck}=	37.4	N/mm^2
			f_{ctm}=	3.4	N/mm^2
			f_{ctk}=	2.3	N/mm^2
			γ_c=	1.5	N/mm^2
			α_{cc}=	0.85	
			f_{cd}=	21.2	N/mm^2
			f_{ctd}=	1.6	N/mm^2
			E_c=	34625	N/mm^2

Dati sezione

b_w=	200	mm	Base
h=	150	mm	Altezza totale
c=	50	mm	Copriferro teso

	ϕ1	ϕ2	ϕ3	ϕ4		
N_ϕ=	3	0	0	0		Numero barre tese
ϕ_i=	16	0	0	0	mm	Diametro barre tese

Dati sollecitazioni

M_{Ed}=	11.00	kNm	Momento flettente
N_{Ed}=	51.00	kN	Sforzo normale
V_{Ed}=	14.00	kN	Taglio

Verifica

A_s=	603	mm^2	Armatura tesa
d=	100	mm	Altezza utile
A=	30000	mm^2	Area totale
A'=	20000	mm^2	Area utile
ρ=	0.0302		Rapporto armatura tesa
ρ_l=	0.0200		Rapporto armatura longitudinale
k=	2.00		
v_{min}=	0.61	N/mm^2	
σ_{cp}=	1.70	N/mm^2	Tensione media di compressione nella sezione
σ'_{cp}=	1.70	N/mm^2	Tensione media di compressione nella sezione limitata ($\leq$0.2 f_{cd})

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

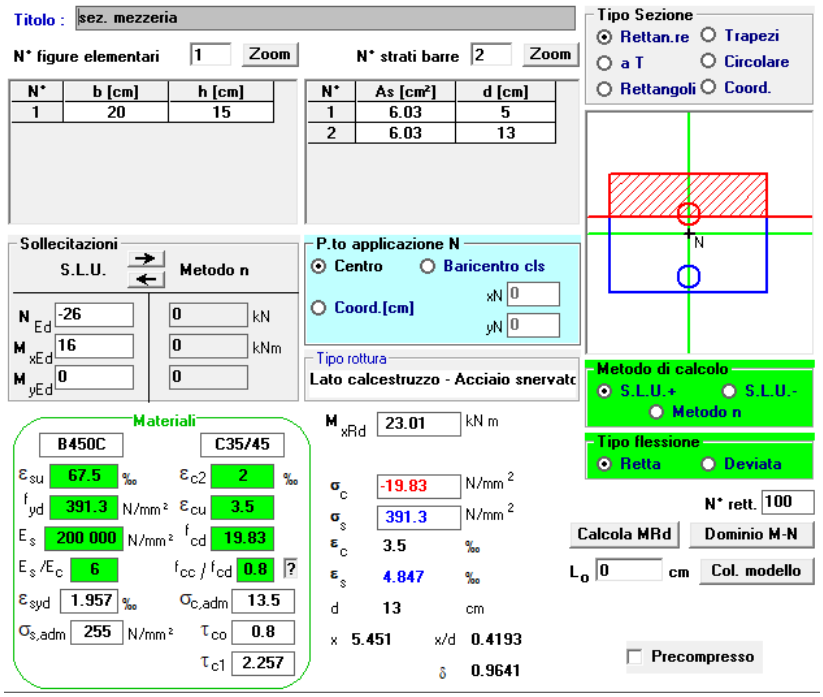
V_{Rd}=	17.2	kN	Resistenza di calcolo a taglio

- Verifica sezione di mezzeria

Sollecitazioni agenti

F1 = -26 kN (negativa=trazione)

M3 = 16 kNm

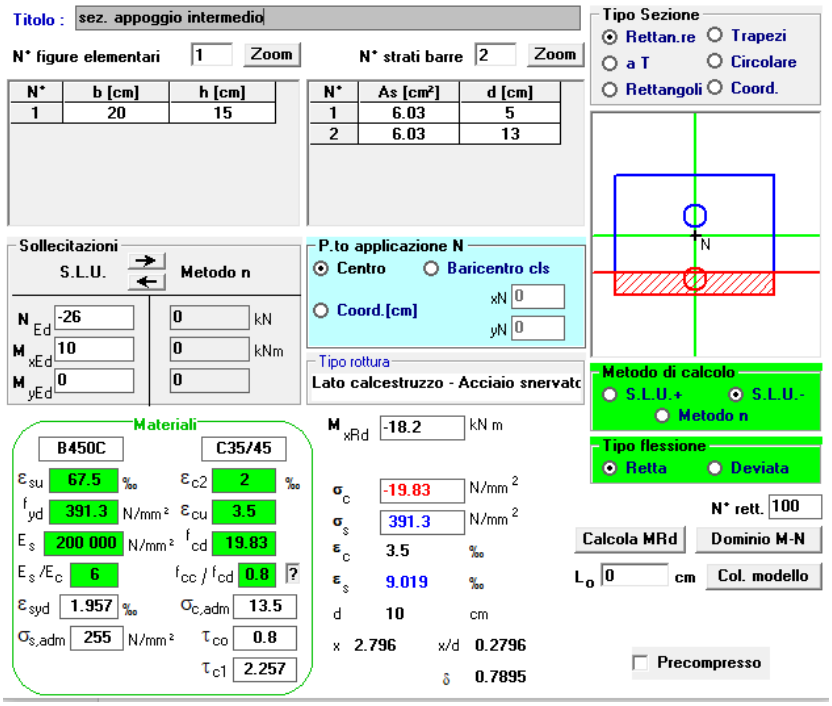


- Verifica sezione appoggio intermedio

F1 = -26 kN (negativa=trazione)

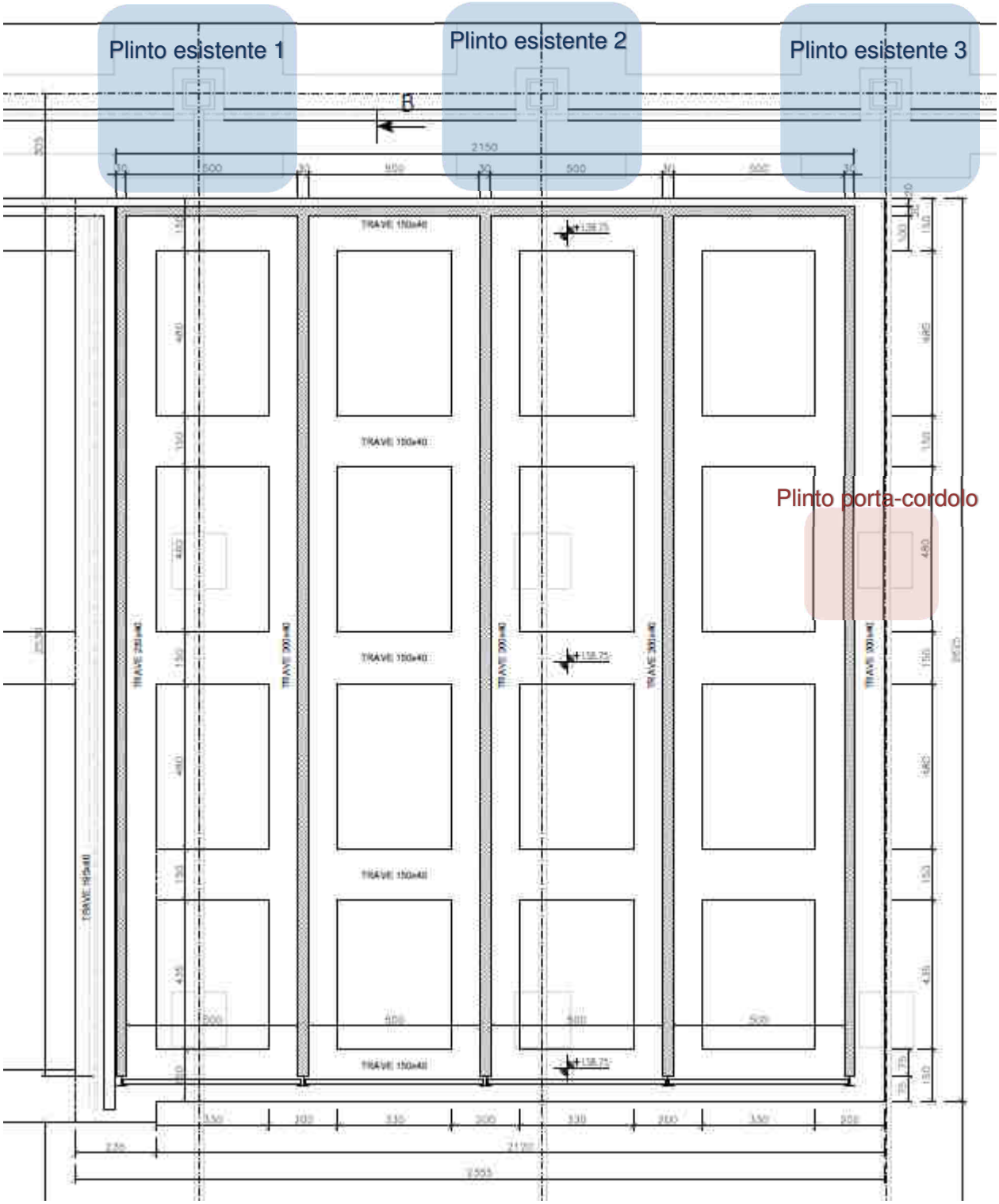
F2 = 14 kN

M3 = -10 kNm



8.3.3 Interazione struttura biocelle e struttura esistente

Le strutture di fondazione delle biocelle non interferiscono geometricamente con le fondazioni esistenti né planimetricamente né altimetricamente.



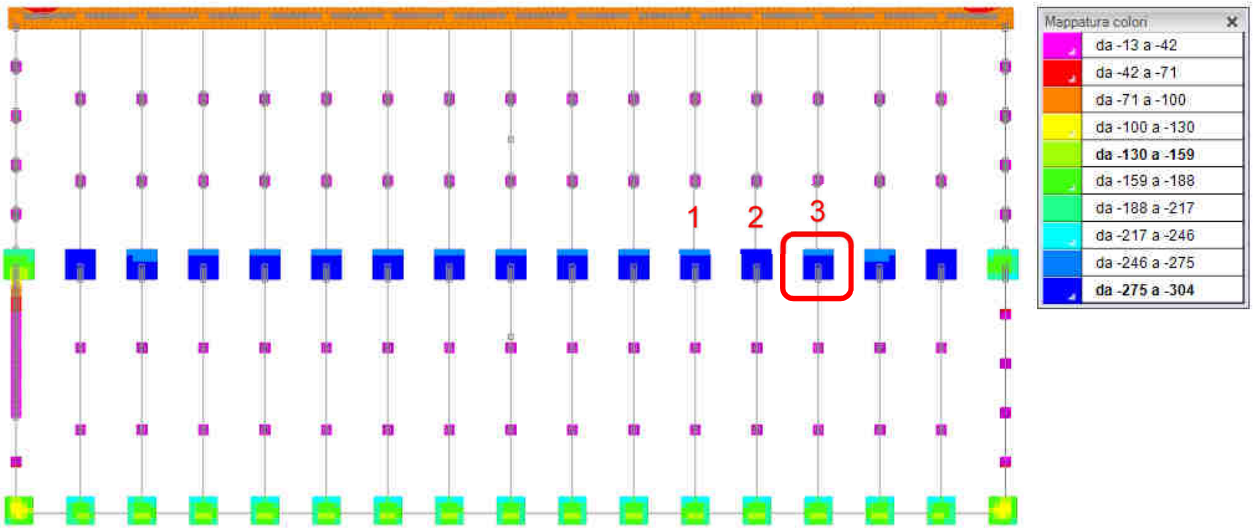
Individuazione zone critiche nell'interazione tra fondazioni biocelle e fondazioni esistenti

Nell'immagine precedente sono evidenziati i punti di potenziale criticità nell'interazione tra la struttura delle biocelle e le fondazioni della struttura esistente.

Interazione struttura biocelle – plinti di fondazione esistenti

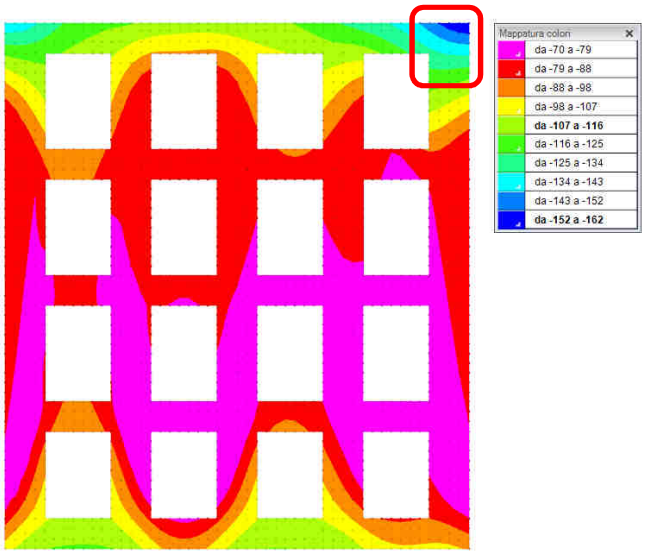
Carico limite

Per quanto concerne l'edificio esistente è stato realizzato un modello della struttura per coglierne il comportamento e per la valutazione delle massime pressioni esercitate in fondazione. Queste ultime sono schematicamente riportate di seguito:



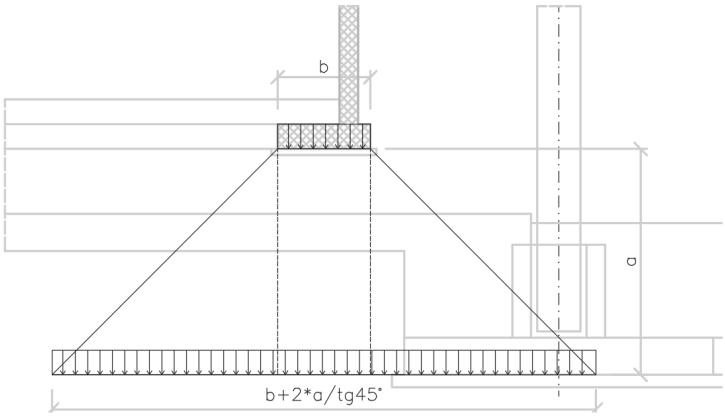
Massime pressioni in fondazione struttura esistente [kN/m^2]

Risulta evidente come le massime pressioni siano registrate in corrispondenza del plinto esistente n. 3, con valore pari a circa 300 kN/m^2. In prossimità di tale plinto, la pressione esercitata sul terreno dalla nuova struttura delle biocelle è pari a circa 162 kN/m^2:



Massime pressioni in fondazione biocelle [kN/m^2]

A vantaggio di sicurezza si considera che la trave di fondazione più vicina alla struttura esistente eserciti tutta lo stesso valore massimo di pressione. Si procede quindi ad una diffusione di tale carico fino al piano di posa del plinto esistente al fine di determinare la massima pressione esercitata al di sotto dello stesso.



larghezza trave	b	1.5	m
altezza diffusione	a	3.65	m
carico lineare	p	162	kN/m
carico diffuso	p'	27.6	kN/m

Cautelativamente si assume che la pressione totale massima sia pari a:

300 kN/m^2 + 27.6 kN/m^2 = 327.6 kN/m^2

Si calcola quindi il carico limite di progetto per il plinto in esame:

CARATTERISTICHE FONDAZIONE

B=	4.90	m	Base
L=	4.90	m	Lunghezza
H=	0.60	m	Altezza
D=	2.45	m	Profondità piano di posa
α=	0	°	Inclinazione del piano di posa

☐ Considera peso proprio fondazione

γ_p=	25.00	kN/m³	Peso per unità di volume fondazione
P_p=	0.00	kN	Peso proprio plinto

AZIONI DALLA BASE DELLA FONDAZIONE

☐ Considera momenti di trasporto

F_{xd}=	0.00	kN	Forza di taglio in direzione X
F_{yd}=	0.00	kN	Forza di taglio in direzione Y
F_{zd}=	0.00	kN	Forza in direzione verticale (>0 se di compressione)
M_{xd}=	0.00	kNm	Momento in direzione X
M_{yd}=	0.00	kNm	Momento in direzione Y

V=	0.00	kN	Componente verticale del carico
H=	0.00	kN	Componente orizzontale del carico
θ_V=	0.00	°	Inclinazione del carico rispetto alla verticale
θ_H=	90.00	°	Inclinazione del carico orizzontale rispetto alla direzione della lunghezza

e_x=	0.00	m	Eccentricità in direzione X
e_y=	0.00	m	Eccentricità in direzione Y

AZIONI DALLA BASE DELLA FONDAZIONE

☐ Considera momenti di trasporto

F_{xd}=	0.00	kN	Forza di taglio in direzione X
F_{yd}=	0.00	kN	Forza di taglio in direzione Y
F_{zd}=	0.00	kN	Forza in direzione verticale (>0 se di compressione)
M_{xd}=	0.00	kNm	Momento in direzione X
M_{yd}=	0.00	kNm	Momento in direzione Y

V=	0.00	kN	Componente verticale del carico
H=	0.00	kN	Componente orizzontale del carico
θ_V=	0.00	°	Inclinazione del carico rispetto alla verticale
θ_H=	90.00	°	Inclinazione del carico orizzontale rispetto alla direzione della lunghezza

e_x=	0.00	m	Eccentricità in direzione X
e_y=	0.00	m	Eccentricità in direzione Y

CARATTERISTICHE FONDAZIONE RIDOTTA

B'=	4.90	m	Base ridotta
L'=	4.90	m	Lunghezza ridotta
A'=	24.01		Area ridotta

PARAMETRI DEL TERRENO

γ=	16	kN/m³	Peso per unità di volume del terreno di fondazione
φ'=	24	°	Angolo di attrito
c'=	2	kN/m²	Coesione efficace
c_u=	0	kN/m²	Coesione non drenata
γ_r=	19	kN/m³	Peso per unità di volume del terreno di riempimento laterale

K_p=	2.371		Coefficiente di spinta passiva

q=	46.55	kN/m²	Pressione litostatica alla profondità del piano di posa

PARAMETRI DI PORTANZA DELLA FONDAZIONE (BRINCH-HANSEN)

$k=$	0.50	Fattore di profondità
$m_B=$	1.50	Parametro di forma per carico agente in direzione della base
$m_L=$	1.50	Parametro di forma per carico agente in direzione della lunghezza
$m=$	1.50	Parametro di forma complessivo
$N_c=$	19.32	
$N_q=$	9.60	Fattori di capacità portante
$N_\gamma=$	7.66	
$s_c=$	1.45	
$s_q=$	1.41	Fattori di forma
$s_\gamma=$	0.70	
$b_c=$	1.00	
$b_q=$	1.00	Fattori di inclinazione del piano di posa
$b_\gamma=$	1.00	
$i_c=$	1.00	
$i_q=$	1.00	Fattori di inclinazione del carico
$i_\gamma=$	1.00	

PRESSIONI LIMITE ED AMMISSIBILI

Condizioni drenate

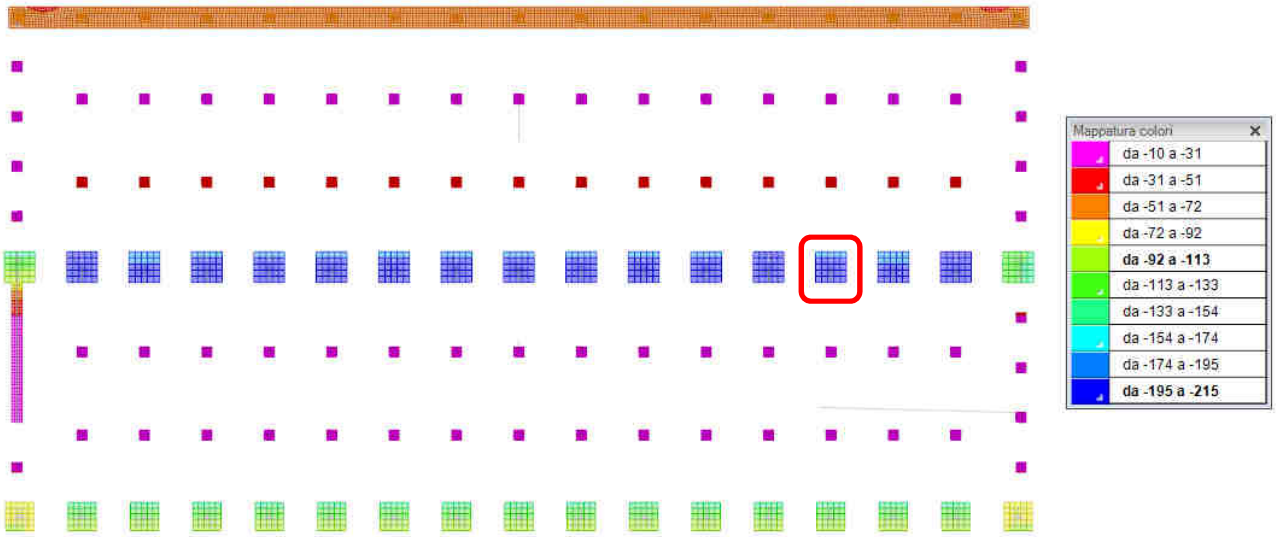
F.S.=	2.3		Fattore di sicurezza
$q_{LIM}=$	895.275	kN/m²	Pressione limite
$q_{R,D}=$	389.25	kN/m²	Pressione resistente di progetto

Poiché la pressione massima agente risulta inferiore al carico limite di progetto del plinto, si può concludere che la verifica della capacità portante del complesso terreno-fondazione esistente è comunque soddisfatta anche con l'incremento di carico esercitato dalla realizzazione della nuova struttura.

Cedimenti

Il calcolo dei cedimenti viene effettuato con riferimento al valore caratteristico delle azioni e delle resistenze del terreno (cfr. NTC 2018 - C6.2.4.3).

In tali condizioni le massime pressioni esercitate dalla struttura esistente sul terreno sono rappresentate graficamente di seguito.



Pressioni in fondazione struttura esistente in fase di esercizio [kN/m^2]

La pressione massima sul plinto 3 è assunta pari a 215 kN/m^2.

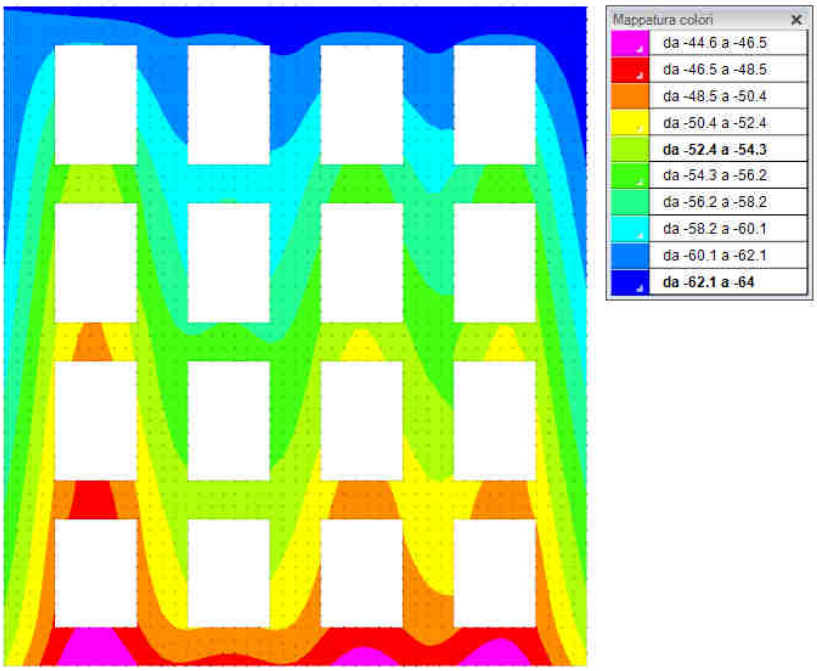
In fase di costruzione, assunto che lo scavo per la realizzazione del plinto abbia raggiunto una profondità media di 3.5 m, si è verificato uno scarico tensionale pari a:

$\Delta p_{scavo,esistente}$ = 19.0 x 3.5 = 66.5 kN/m²

Per la realizzazione delle biocelle invece si prevede di realizzare uno scavo di profondità media pari a 0.9 m, il che produrrebbe uno scarico tensionale pari a 19 x 0.9 = 17.1 kN/m^2. Per determinare la quota parte di scarico tensionale che influenza il plinto esistente si procede ad una diffusione del carico (assumendo un angolo di 45°) fino al piano di posa dello stesso:

$$\Delta p = \frac{\Delta p_{scavo\ biocelle} \cdot b}{b + 2 \cdot a} = \frac{17.1 \cdot 1.5}{1.5 + 2 \cdot 3.5} = 3\ kN/m^2$$

La pressione esercitata dalle biocelle è invece quella di seguito riportata:



Pressioni in fondazione biocelle in fase di esercizio [kN/m^2]

A vantaggio di sicurezza si considera che la trave di fondazione più vicina alla struttura esistente eserciti tutta lo stesso valore massimo di pressione.

Si procede quindi ad una diffusione di tale carico fino al piano di posa del plinto esistente al fine di determinare la massima pressione esercitata al di sotto dello stesso.

$$\Delta p(+) = \frac{p_{biocelle} \cdot b}{b + 2 \cdot a} = \frac{64 \cdot 1.5}{1.5 + 2 \cdot 3.5} = 11.3\ kN/m^2$$

Il cedimento assoluto prima della costruzione delle biocelle è calcolato come segue:

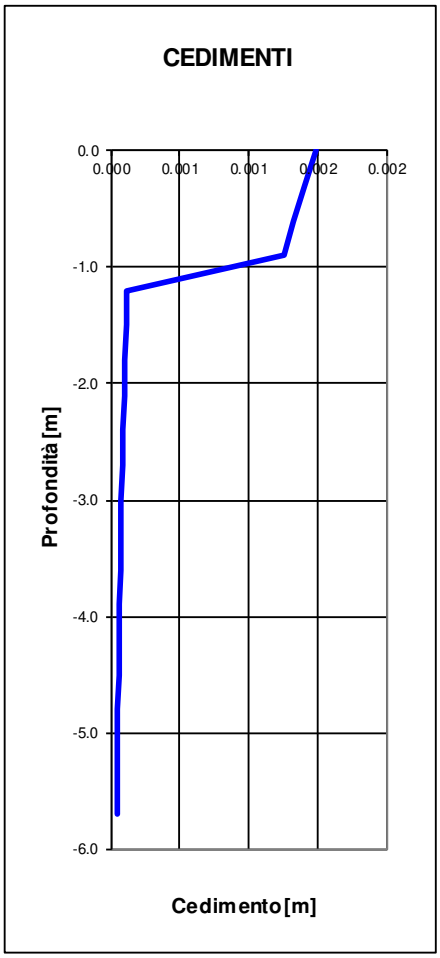
Dati di carico

B=	4.90	m	Base rettangolo
L=	4.90	m	Altezza rettangolo
q_{tot}=	215	kN/m^2	Sovraccarico lordo
q_{sca}=	66.5	kN/m^2	Scarico tensionale
q=	148.5	kN/m^2	Incremento tensionale netto

S_{ced}= 6 m Spessore dello strato di terreno per il calcolo del cedimento

Strato [-]	s_i [m]	E_i [kN/m^2]	z_i [m]	$\Delta\sigma_i$ [kN/m^2]	δ_i [m]
1	0.30	30000	0.00	148.50	0.001
2	0.30	30000	0.30	140.66	0.001
3	0.30	30000	0.60	132.89	0.001
4	0.30	30000	0.90	125.23	0.001
5	0.30	300000	1.20	117.74	0.000
6	0.30	300000	1.50	110.47	0.000
7	0.30	300000	1.80	103.46	0.000
8	0.30	300000	2.10	96.76	0.000
9	0.30	300000	2.40	90.37	0.000
10	0.30	300000	2.70	84.33	0.000
11	0.30	300000	3.00	78.65	0.000
12	0.30	300000	3.30	73.33	0.000
13	0.30	300000	3.60	68.35	0.000
14	0.30	300000	3.90	63.73	0.000
15	0.30	300000	4.20	59.44	0.000
16	0.30	300000	4.50	55.47	0.000
17	0.30	300000	4.80	51.80	0.000
18	0.30	300000	5.10	48.41	0.000
19	0.30	300000	5.40	45.28	0.000
20	0.30	300000	5.70	42.40	0.000

CEDIMENTO TOTALE δ_{tot}= 0.0067 m



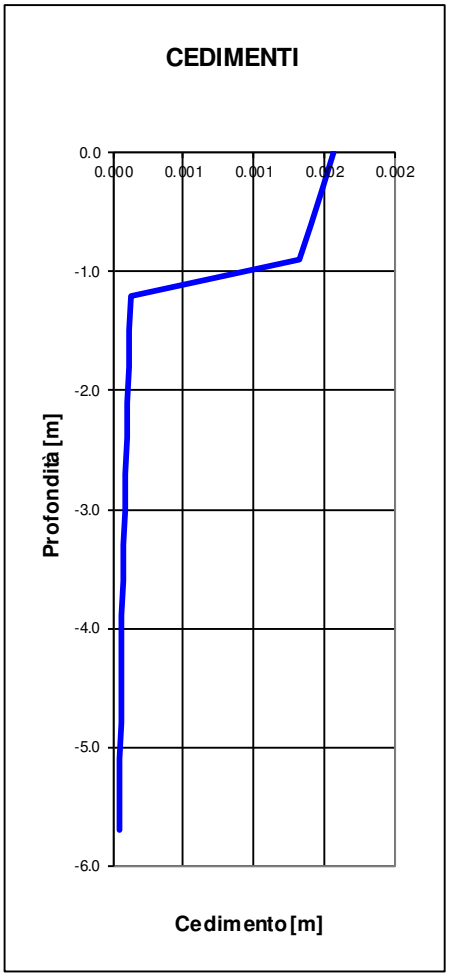
A seguito della costruzione delle biocelle, il cedimento assoluto totale ammonta a:

Dati di carico

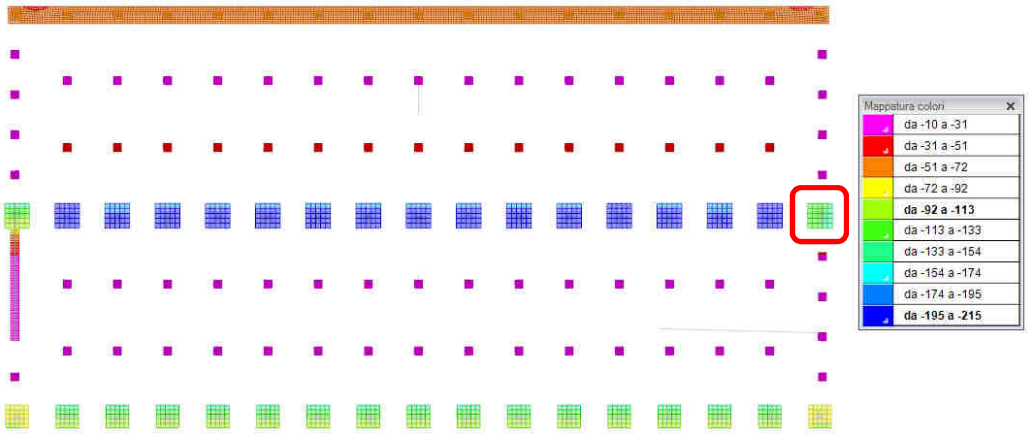
B=	4.90	m	Base rettangolo
L=	4.90	m	Altezza rettangolo
q_{tot}=	226.3	kN/m^2	Sovraccarico lordo
q_{sca}=	69.5	kN/m^2	Scarico tensionale
q=	156.8	kN/m^2	Incremento tensionale netto
S_{ced}=	6	m	Spessore dello strato di terreno per il calcolo del cedimento

Strato [-]	s_i [m]	E_i [kN/m^2]	z_i [m]	$\Delta\sigma_i$ [kN/m^2]	δ_i [m]
1	0.30	30000	0.00	156.80	0.002
2	0.30	30000	0.30	148.52	0.001
3	0.30	30000	0.60	140.31	0.001
4	0.30	30000	0.90	132.23	0.001
5	0.30	300000	1.20	124.32	0.000
6	0.30	300000	1.50	116.64	0.000
7	0.30	300000	1.80	109.25	0.000
8	0.30	300000	2.10	102.16	0.000
9	0.30	300000	2.40	95.42	0.000
10	0.30	300000	2.70	89.05	0.000
11	0.30	300000	3.00	83.05	0.000
12	0.30	300000	3.30	77.42	0.000
13	0.30	300000	3.60	72.17	0.000
14	0.30	300000	3.90	67.29	0.000
15	0.30	300000	4.20	62.76	0.000
16	0.30	300000	4.50	58.57	0.000
17	0.30	300000	4.80	54.69	0.000
18	0.30	300000	5.10	51.11	0.000
19	0.30	300000	5.40	47.81	0.000
20	0.30	300000	5.70	44.77	0.000

CEDIMENTO TOTALE δ_{tot}= 0.0070 m



Per quanto riguarda il cedimento minimo, individuabile nelle aree a minor pressione, si considera il plinto evidenziato:



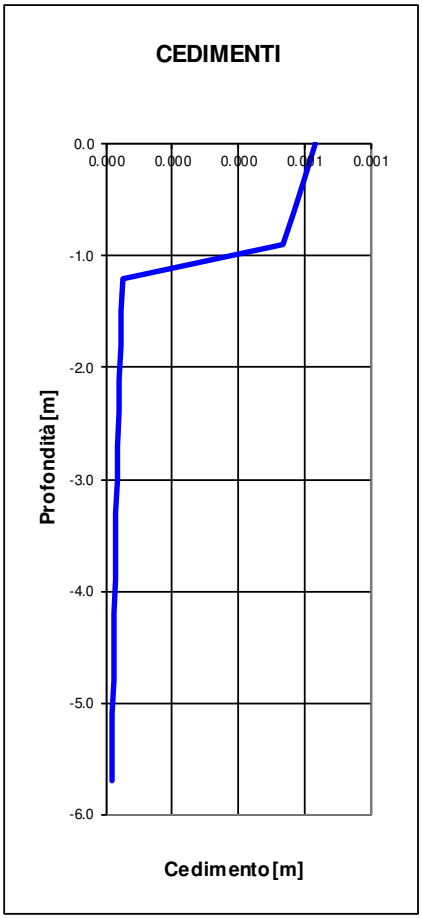
Il valore di pressione è pari a 130 kN/m^2 e, considerato il valore dello scarico tensionale prodotto dallo scavo, il cedimento è pari a:

Dati di carico

B=	4.90	m	Base rettangolo
L=	4.90	m	Altezza rettangolo
q_{tot}=	130	kN/m^2	Sovraccarico lordo
q_{sca}=	66.5	kN/m^2	Scarico tensionale
q=	63.5	kN/m^2	Incremento tensionale netto
S_{ced}=	6	m	Spessore dello strato di terreno per il calcolo del cedimento

Strato [-]	s_i [m]	E_i [kN/m^2]	z_i [m]	$\Delta\sigma_i$ [kN/m^2]	δ_i [m]
1	0.30	30000	0.00	63.50	0.001
2	0.30	30000	0.30	60.15	0.001
3	0.30	30000	0.60	56.82	0.001
4	0.30	30000	0.90	53.55	0.001
5	0.30	300000	1.20	50.35	0.000
6	0.30	300000	1.50	47.24	0.000
7	0.30	300000	1.80	44.24	0.000
8	0.30	300000	2.10	41.37	0.000
9	0.30	300000	2.40	38.64	0.000
10	0.30	300000	2.70	36.06	0.000
11	0.30	300000	3.00	33.63	0.000
12	0.30	300000	3.30	31.35	0.000
13	0.30	300000	3.60	29.23	0.000
14	0.30	300000	3.90	27.25	0.000
15	0.30	300000	4.20	25.42	0.000
16	0.30	300000	4.50	23.72	0.000
17	0.30	300000	4.80	22.15	0.000
18	0.30	300000	5.10	20.70	0.000
19	0.30	300000	5.40	19.36	0.000
20	0.30	300000	5.70	18.13	0.000

CEDIMENTO TOTALE δ_{tot}= 0.0028 m



considerata la distanza tra i punti in esame, il valore in percentuale del cedimento relativo prima della costruzione delle biocelle è pari a:

$w_{rel\%} = (w_{max} - w_{min}) / d = (6.7-2.8) / 30000 = 0.13$ ‰

a seguito della costruzione delle biocelle diventa:

$w_{rel\%} = (w_{max} - w_{min}) / d = (7-2.8) / 30000 = 0.14$ ‰

Secondo le indicazioni di Sowers (Geotecnica e tecnica delle fondazioni vol. 2 – Carlo Cestelli Guidi – Ed. Hoepli) per i cedimenti massimi ammissibili delle strutture intelaiate in calcestruzzo armato, in relazione alla loro funzionalità in esercizio, possono essere presi come riferimento i seguenti valori:

$\Delta_{w,adm}$ = 2 – 10 cm, cedimento assoluto ammissibile

$(\Delta w / d)_{,adm}$ = 2 – 4 ‰, cedimento relativo ammissibile

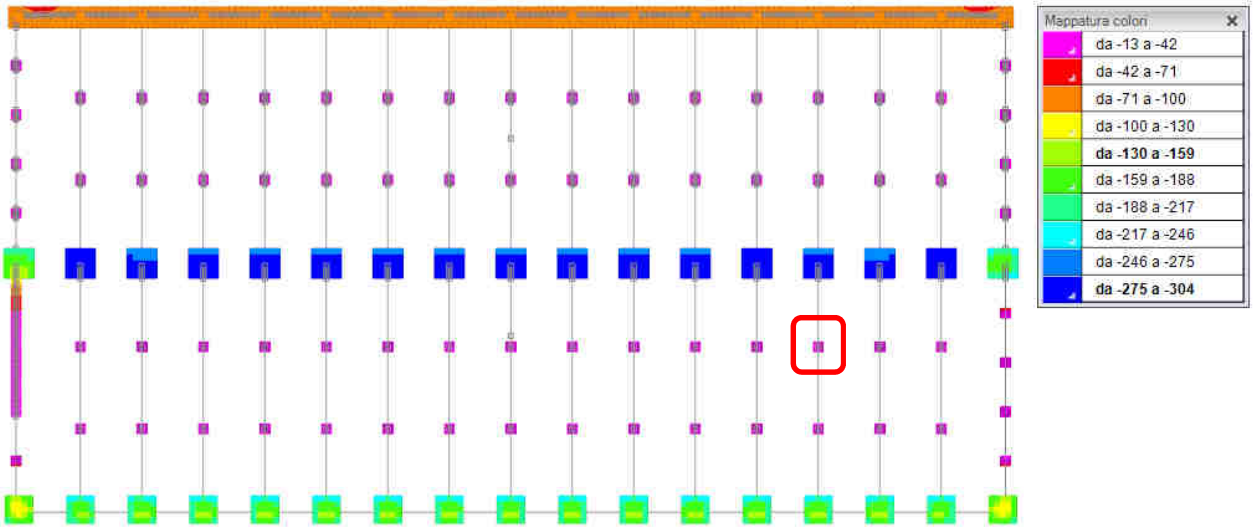
I cedimenti assoluti e differenziali del caso in esame sono inferiori ai limiti riportati in letteratura sia prima della costruzione delle biocelle che dopo la loro realizzazione.

Interazione struttura biocelle – plinto porta-cordolo esistente

Carico limite

Il calcolo dei cedimenti viene effettuato con riferimento al valore caratteristico delle azioni e delle resistenze del terreno (cfr. NTC 2018 - C6.2.4.3).

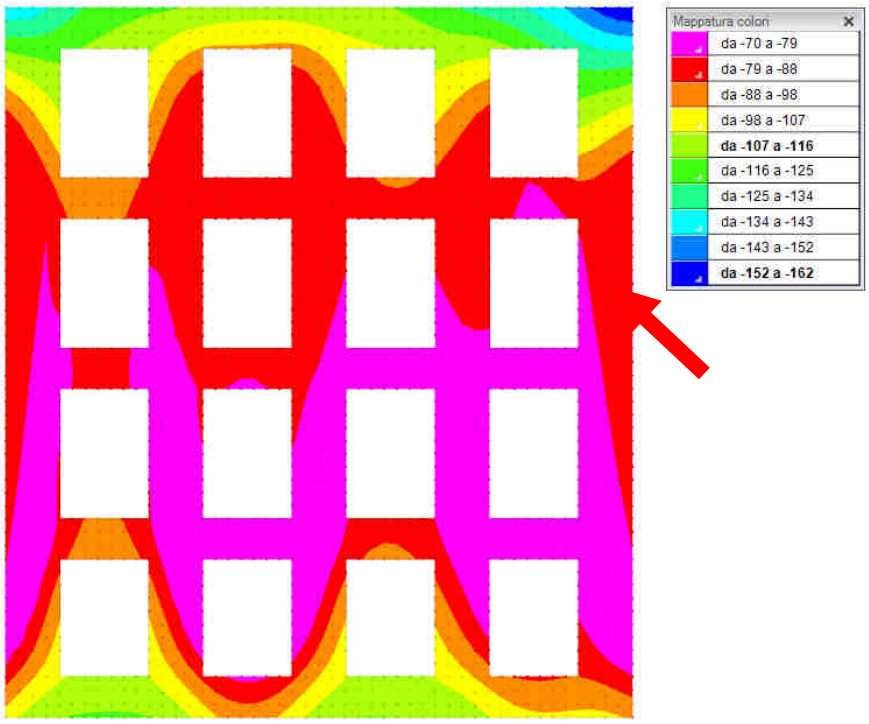
In tali condizioni le massime pressioni esercitate dalla struttura esistente sul terreno sono rappresentate graficamente di seguito.



Massime pressioni in fondazione struttura esistente [kN/m^2]

Si considera il plinto porta-cordolo evidenziato dal momento che è quello più vicino alla struttura delle biocelle e quindi potenzialmente più influenzato. In corrispondenza di quest'ultimo si registra un valore di pressione pari a 42 kN/m^2.

In prossimità di tale plinto, la pressione esercitata sul terreno dalla nuova struttura delle biocelle è pari a circa 162 kN/m^2:



Massime pressioni in fondazione biocelle [kN/m^2]

A vantaggio di sicurezza si considera che la trave di fondazione più vicina alla struttura esistente eserciti tutta lo stesso valore di pressione, assunto cautelativamente pari alla media dei valori minimi e massimi che si registrano sulla trave in esame.

Tale pressione ha valore pari a 120 kN/m^2.

Si procede quindi ad una diffusione di tale carico fino al piano di posa del plinto esistente al fine di determinare la massima pressione esercitata al di sotto dello stesso.

$$p = \frac{p_{biocelle} \cdot b}{b + 2 \cdot a} = \frac{120 \cdot 2}{2 + 2 \cdot 2} = 40\ kN/m^2$$

Cautelativamente si assume che la pressione totale massima sia pari a:

120 kN/m^2 + 40 kN/m^2 = 160 kN/m^2

Si calcola quindi il carico limite di progetto per il plinto in esame:

CARATTERISTICHE FONDAZIONE

B=	1.60	m	Base
L=	1.60	m	Lunghezza
H=	0.40	m	Altezza
D=	2.00	m	Profondità piano di posa
α=	0	°	Inclinazione del piano di posa

☐ Considera peso proprio fondazione

γ_p=	25.00	kN/m³	Peso per unità di volume fondazione
P_p=	0.00	kN	Peso proprio plinto

AZIONI DALLA BASE DELLA FONDAZIONE

☐ Considera momenti di trasporto

F_{xd}=	0.00	kN	Forza di taglio in direzione X
F_{yd}=	0.00	kN	Forza di taglio in direzione Y
F_{zd}=	0.00	kN	Forza in direzione verticale (>0 se di compressione)
M_{xd}=	0.00	kNm	Momento in direzione X
M_{yd}=	0.00	kNm	Momento in direzione Y

V=	0.00	kN	Componente verticale del carico
H=	0.00	kN	Componente orizzontale del carico
θ_V=	0.00	°	Inclinazione del carico rispetto alla verticale
θ_H=	90.00	°	Inclinazione del carico orizzontale rispetto alla direzione della lunghezza

e_x=	0.00	m	Eccentricità in direzione X
e_y=	0.00	m	Eccentricità in direzione Y

CARATTERISTICHE FONDAZIONE RIDOTTA

B'=	1.60	m	Base ridotta
L'=	1.60	m	Lunghezza ridotta
A'=	2.56		Area ridotta

PARAMETRI DEL TERRENO

γ=	16	kN/m³	Peso per unità di volume del terreno di fondazione
φ'=	24	°	Angolo di attrito
c'=	2	kN/m²	Coesione efficace
c_u=	0	kN/m²	Coesione non drenata
γ_r=	19	kN/m³	Peso per unità di volume del terreno di riempimento laterale

K_p=	2.371		Coefficiente di spinta passiva

q=	38.00	kN/m²	Pressione litostatica alla profondità del piano di posa

PARAMETRI DI PORTANZA DELLA FONDAZIONE (BRINCH-HANSEN)

$k=$	0.90	Fattore di profondità
$m_B=$	1.50	Parametro di forma per carico agente in direzione della base
$m_L=$	1.50	Parametro di forma per carico agente in direzione della lunghezza
$m=$	1.50	Parametro di forma complessivo
$N_c=$	19.32	
$N_q=$	9.60	Fattori di capacità portante
$N_\gamma=$	7.66	
$s_c=$	1.45	
$s_q=$	1.41	Fattori di forma
$s_\gamma=$	0.70	
$b_c=$	1.00	
$b_q=$	1.00	Fattori di inclinazione del piano di posa
$b_\gamma=$	1.00	
$i_c=$	1.00	
$i_q=$	1.00	Fattori di inclinazione del carico
$i_\gamma=$	1.00	

PRESSIONI LIMITE ED AMMISSIBILI

Condizioni drenate

F.S.=	2.3		Fattore di sicurezza
$q_{LIM}=$	638.194	kN/m²	Pressione limite
$q_{R,D}=$	277.48	kN/m²	Pressione resistente di progetto

Poiché la pressione massima agente risulta inferiore al carico limite di progetto del plinto

160 kN/^{2} < 277.48 kN/m^2

si può concludere che la verifica della capacità portante del complesso terreno-fondazione esistente è comunque soddisfatta anche con l'incremento di carico esercitato dalla realizzazione della nuova struttura.

Cedimenti

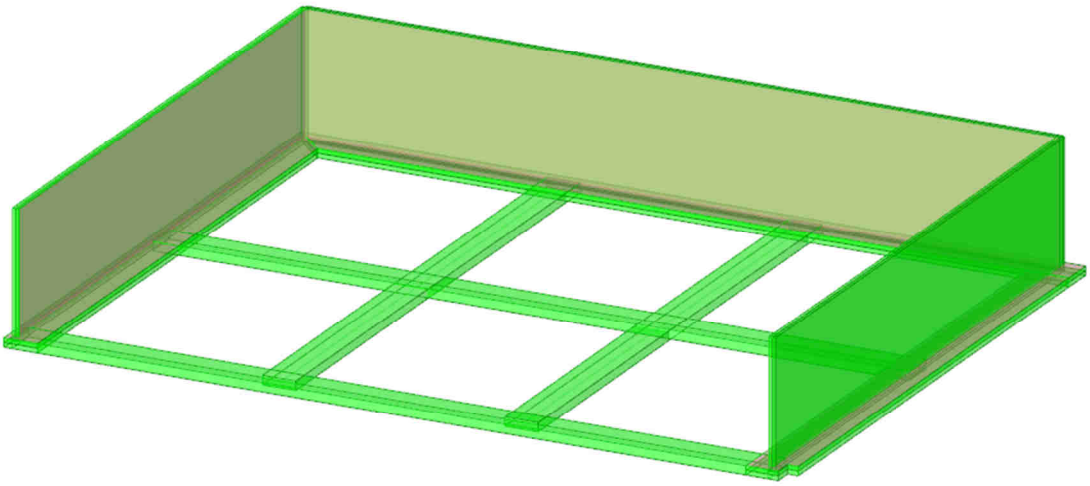
Non si ritiene necessaria la verifica dei cedimenti del plinto porta-cordolo dal momento che è un elemento non di primaria importanza nel sistema fondale dell'edificio esistente visto che non sostiene alcun elemento strutturale.

8.4 MATURAZIONE PRIMARIA

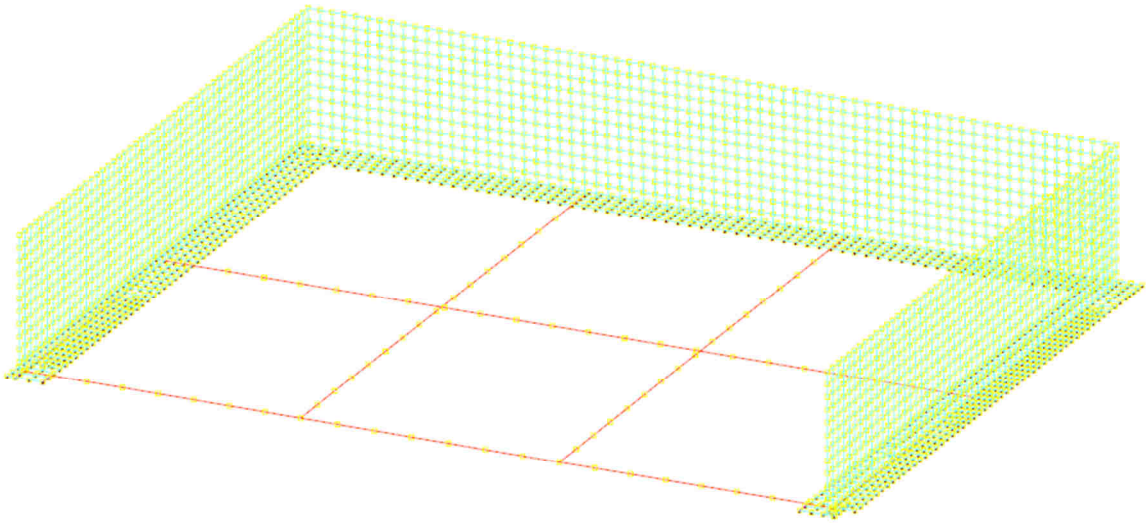
8.4.1 Schemi grafici riepilogativi

MODELLO DI CALCOLO ADOTTATO

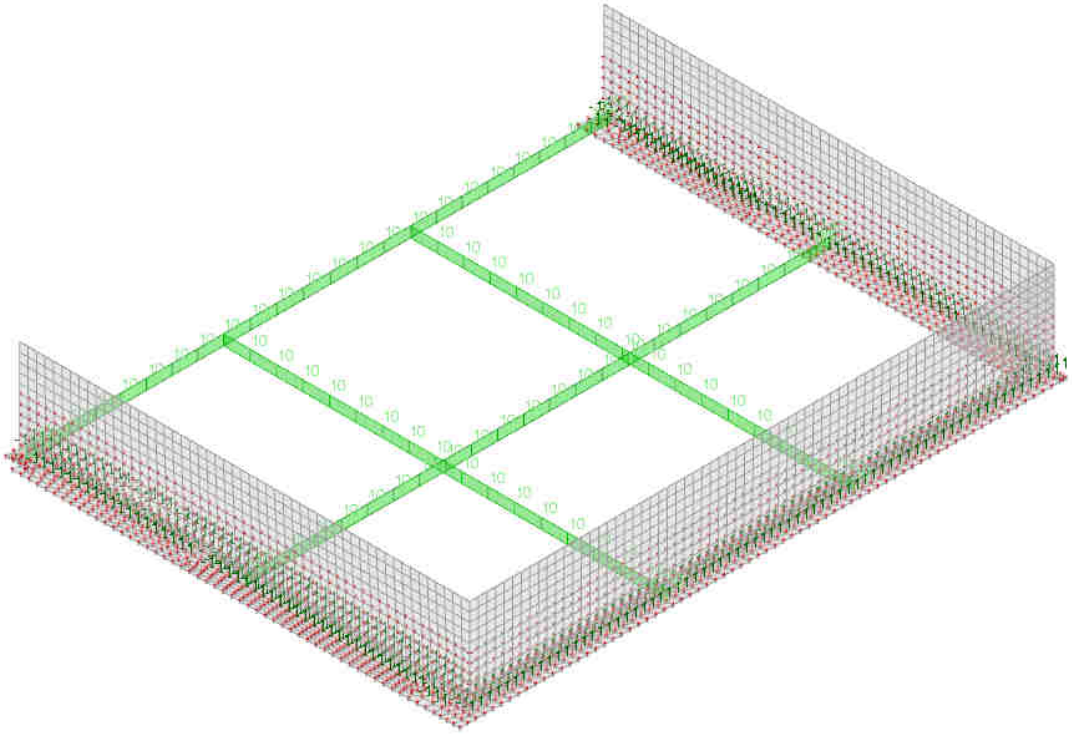
Vista assonometrica della geometria del modello



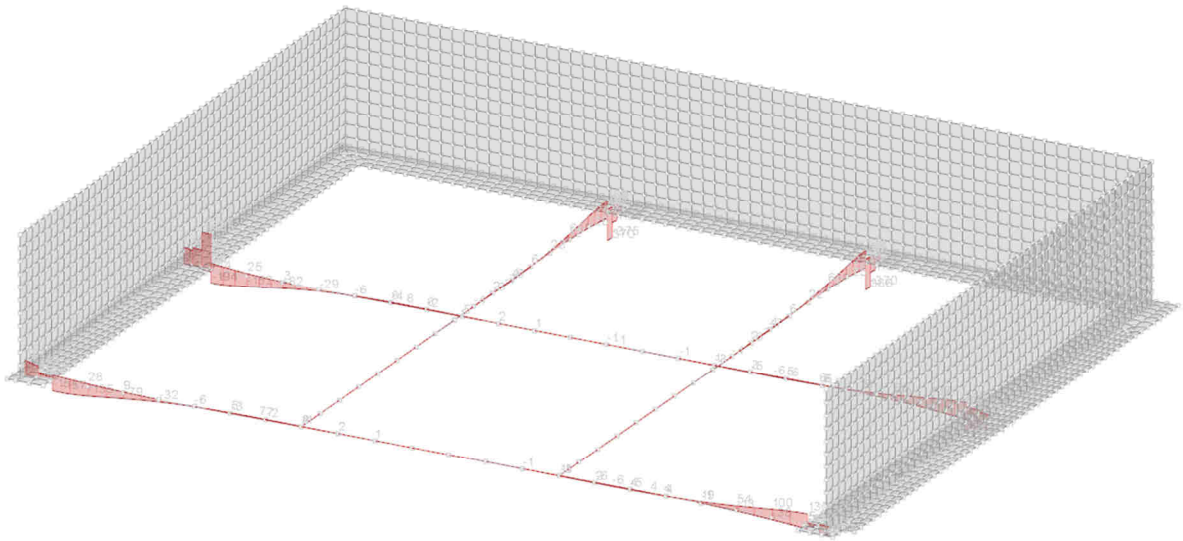
Modello agli elementi finiti



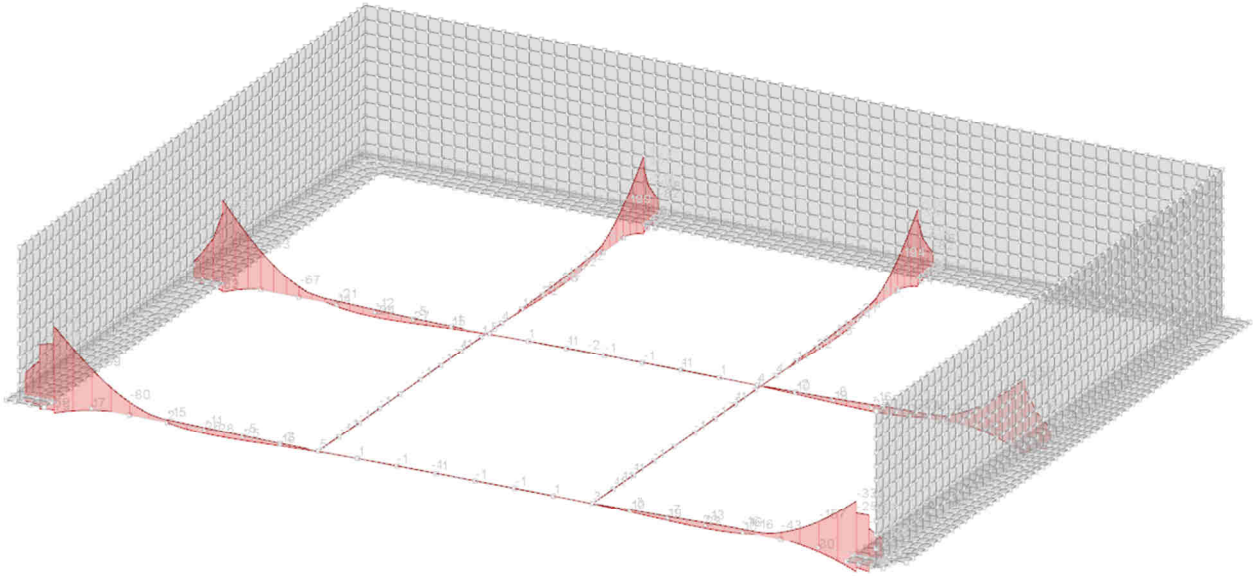
Carichi in condizione variabili



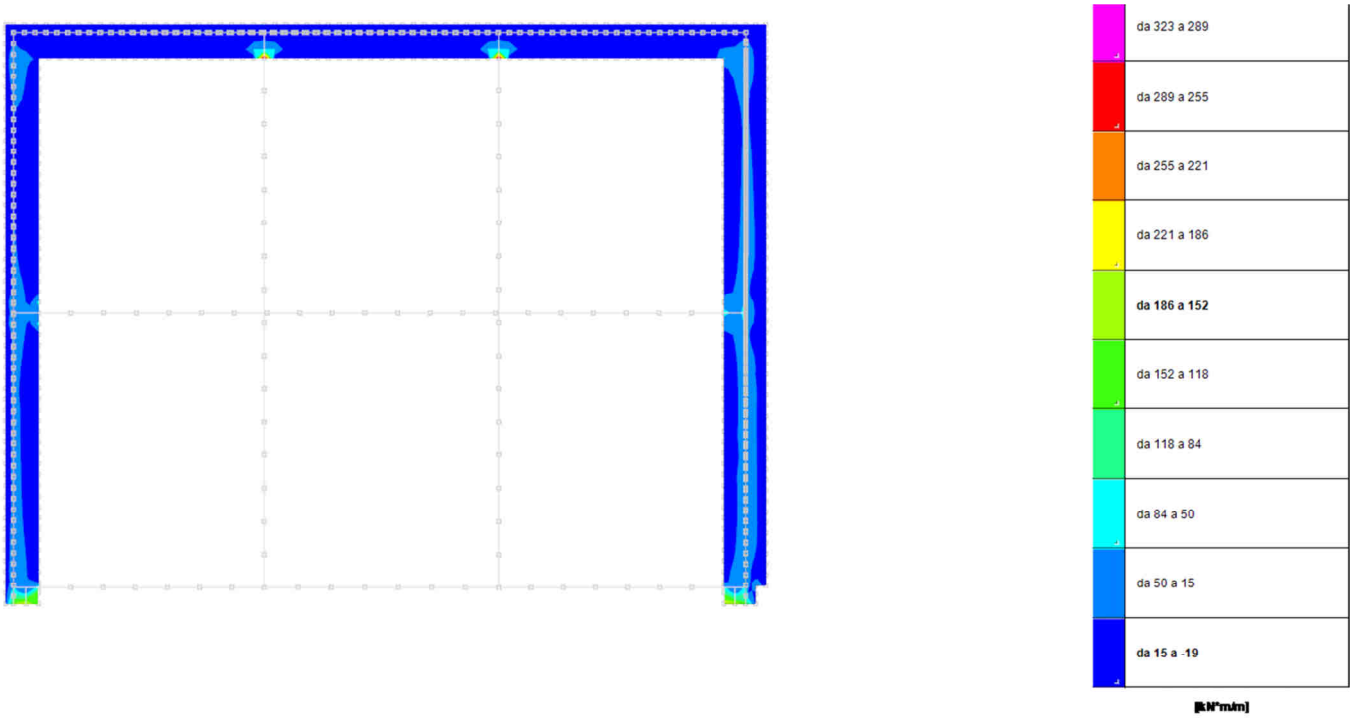
Inviluppi sollecitazioni aste F2



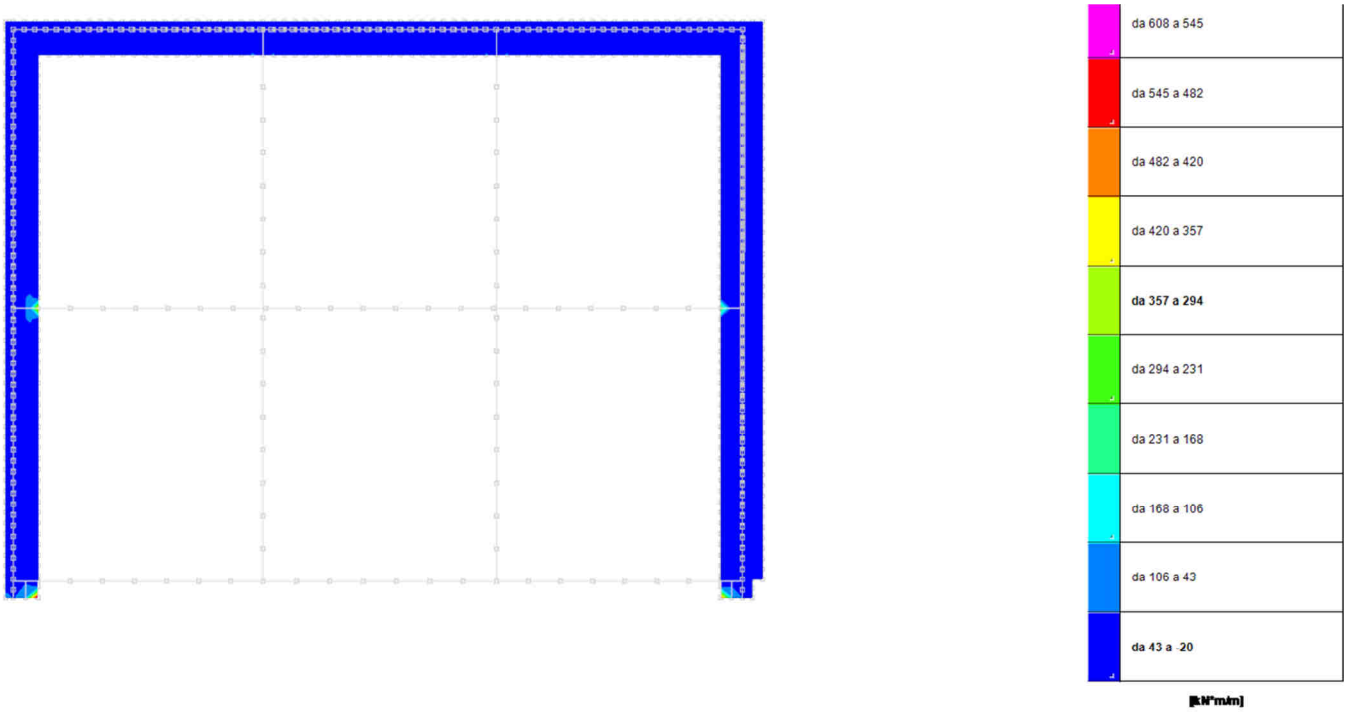
Inviluppi sollecitazioni aste M3



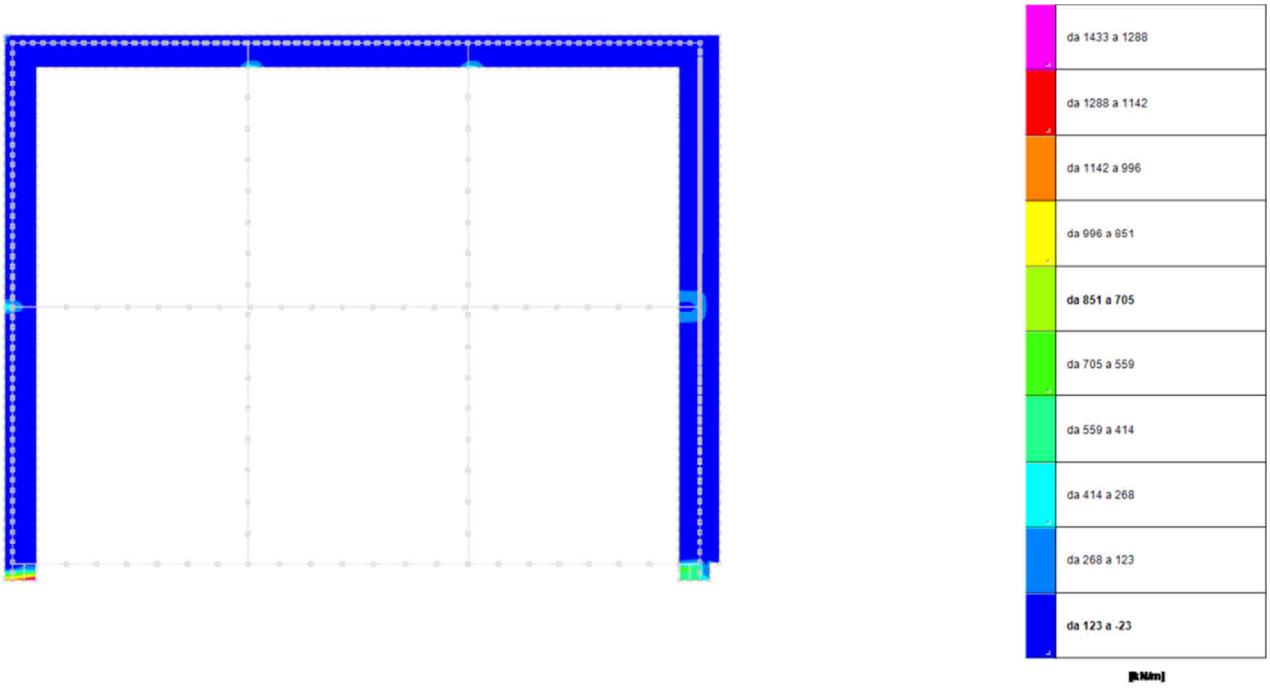
Sollecitazioni Mxx massime



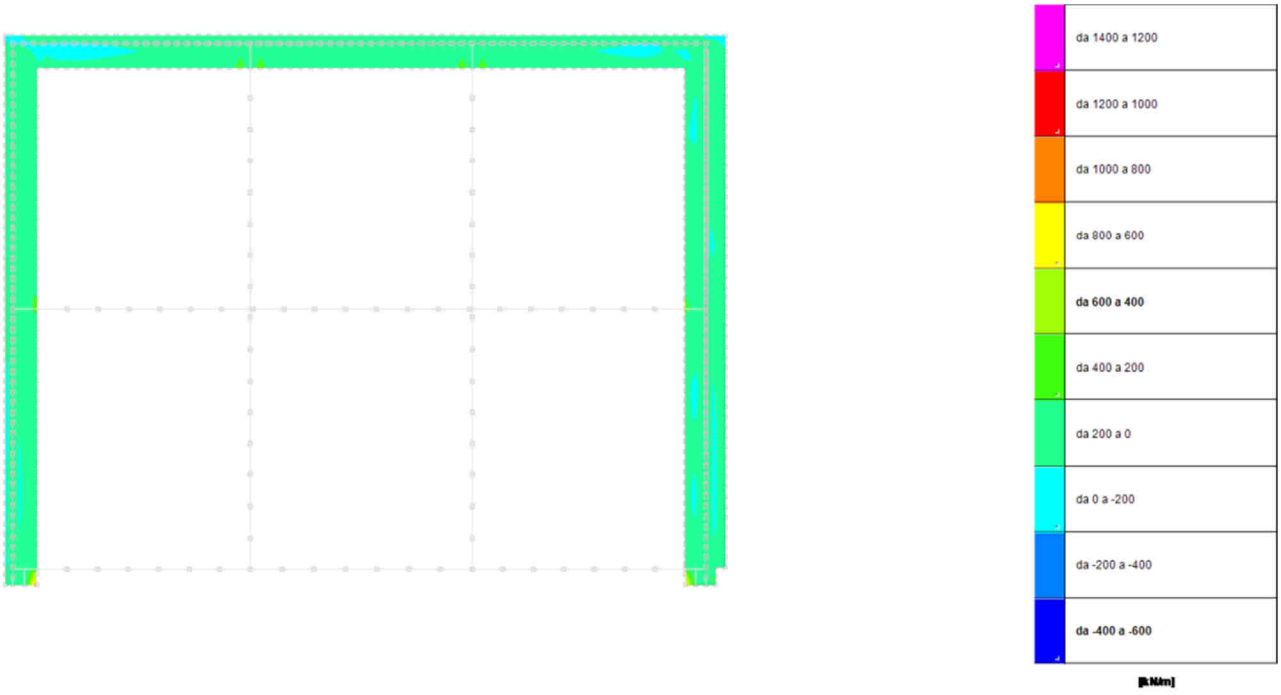
Sollecitazioni Myy massime



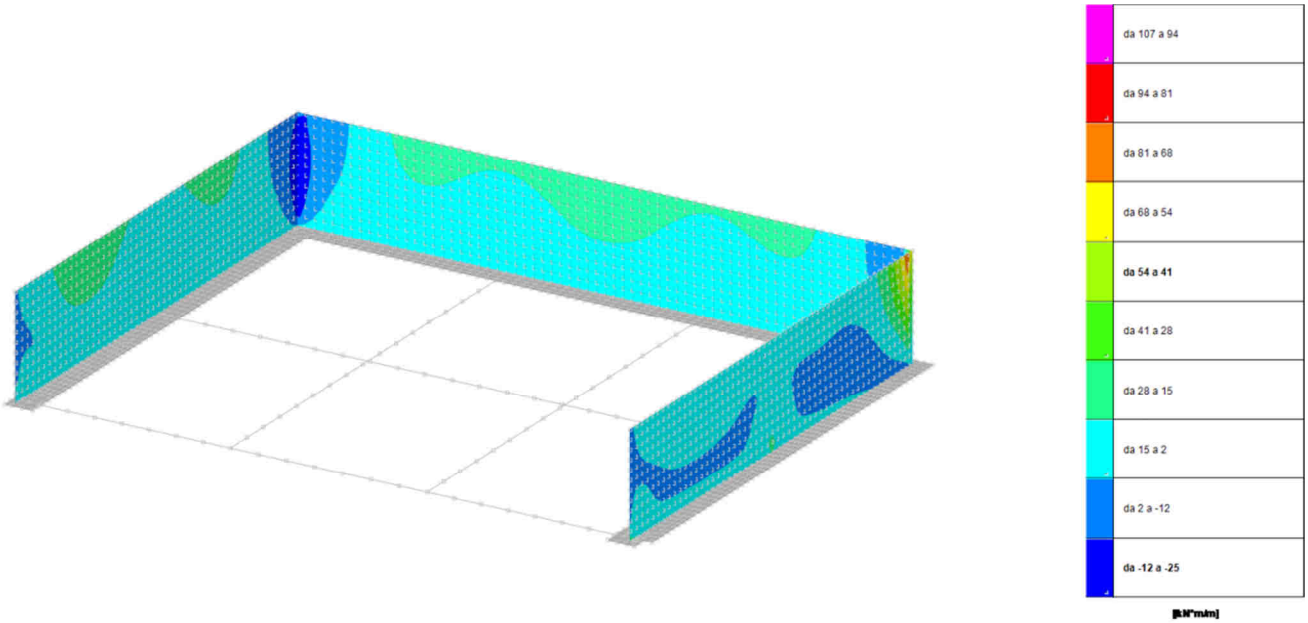
Sollecitazioni Vx massime



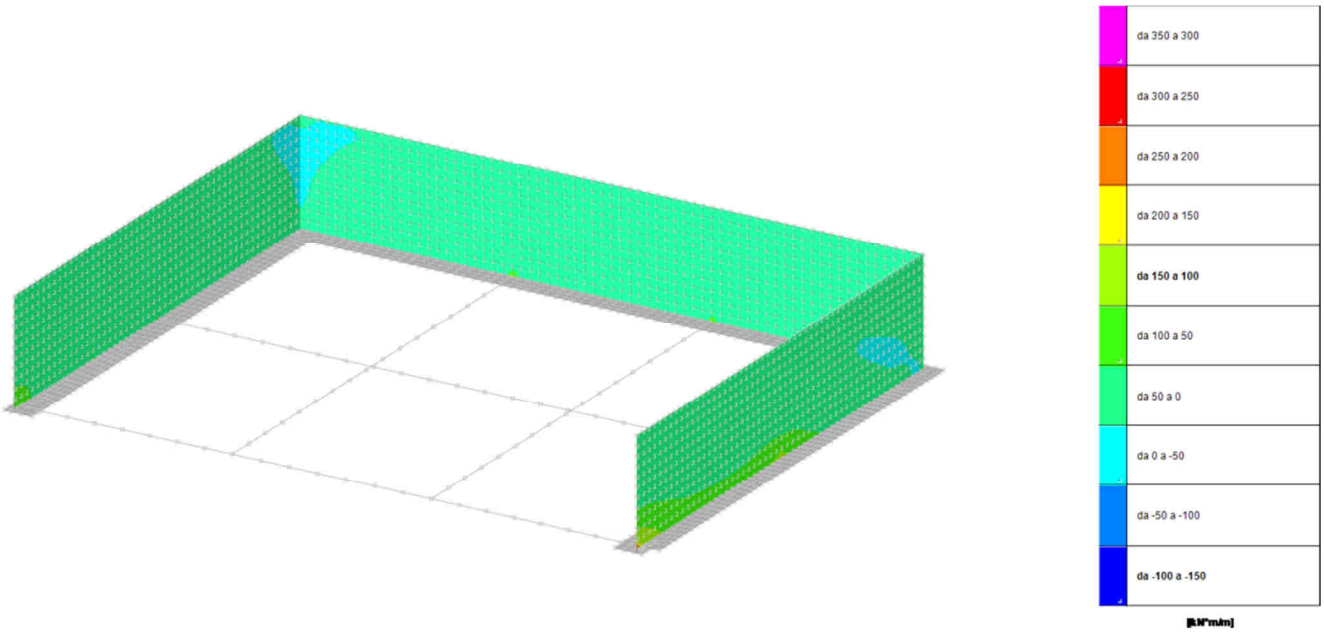
Sollecitazioni Vx massime



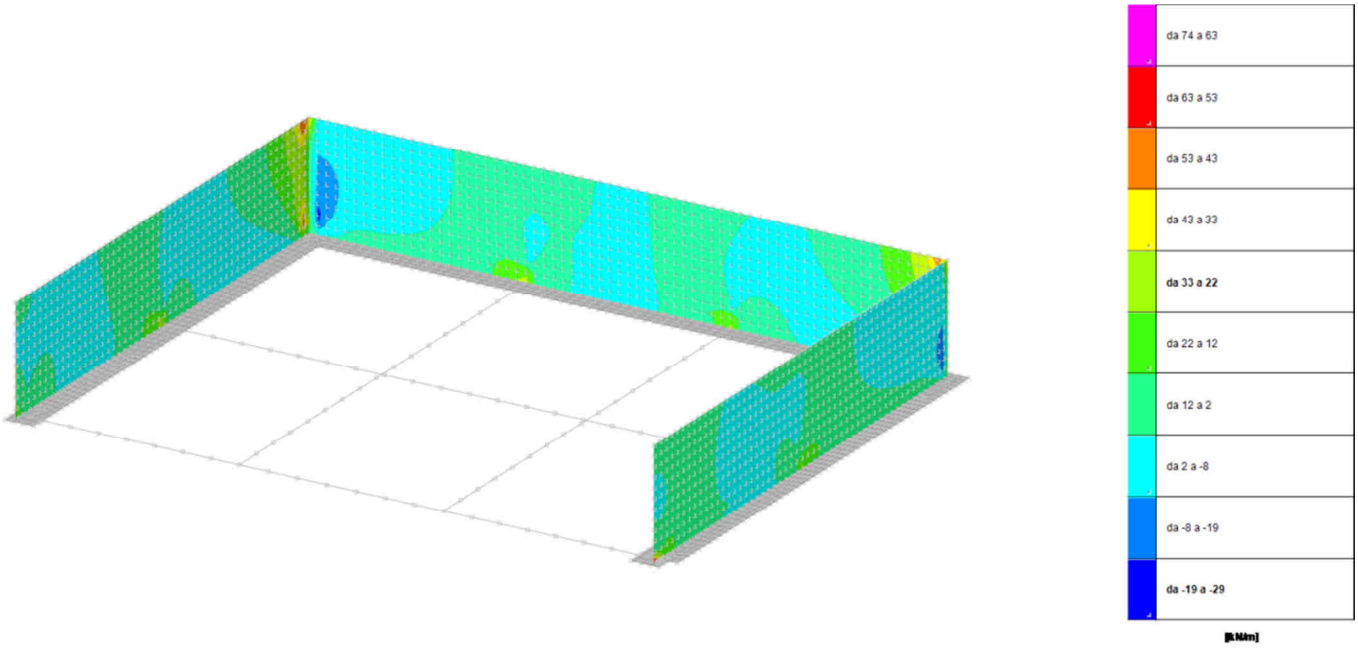
Sollecitazioni Moo massime



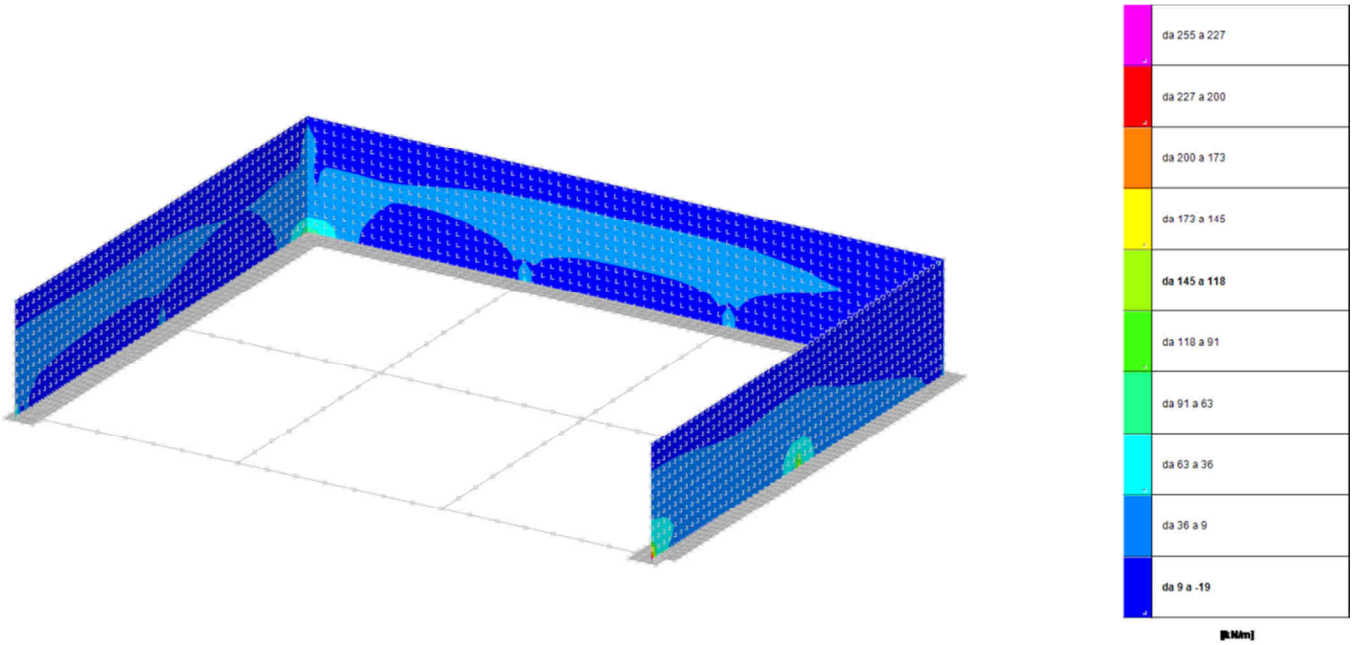
Sollecitazioni Mzz massime



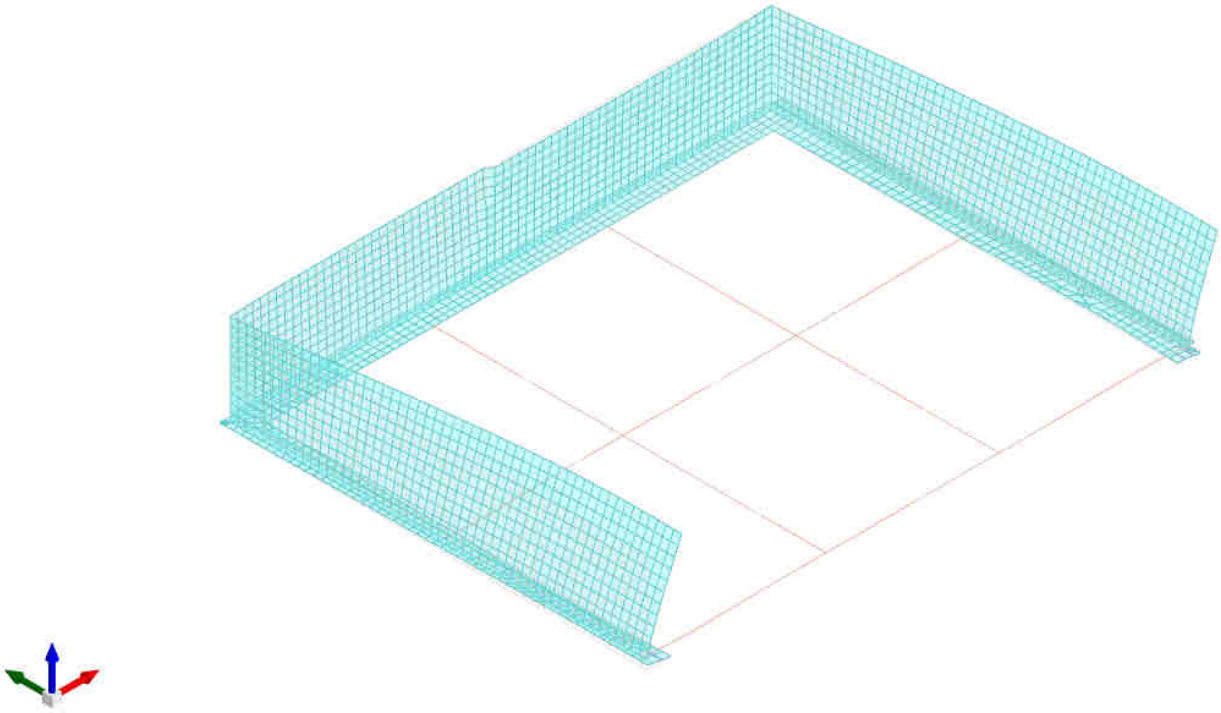
Sollecitazioni Vo massime



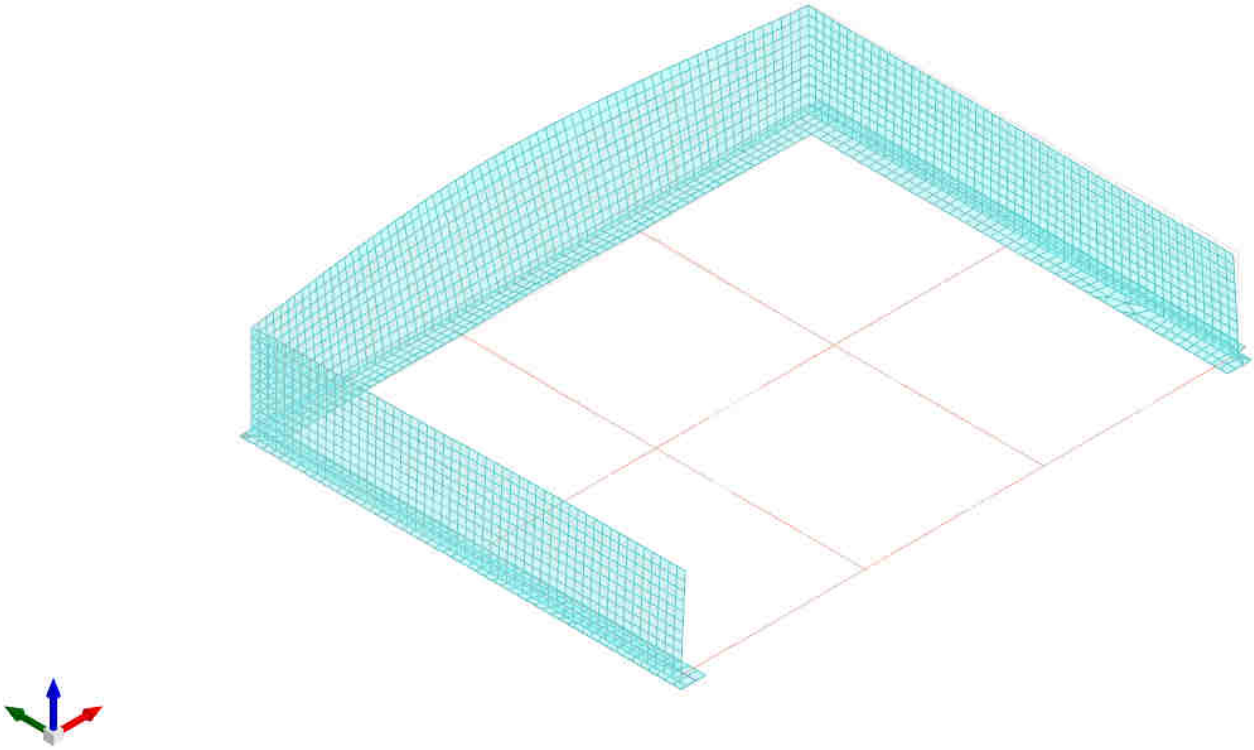
Sollecitazioni Vz massime



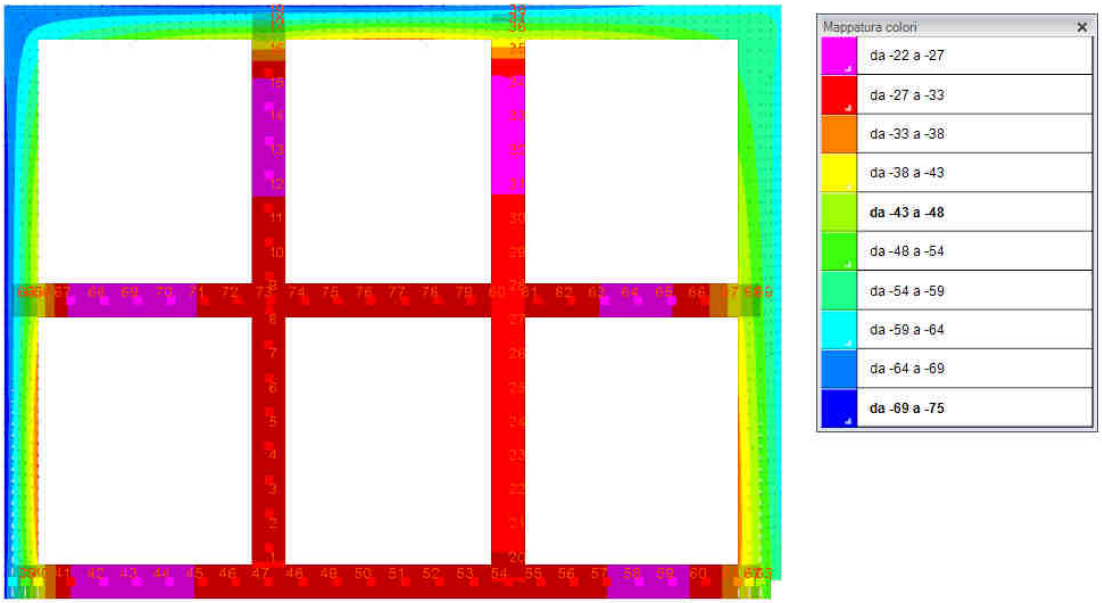
Spostamenti sisma X SLV



Spostamenti sisma Y SLV

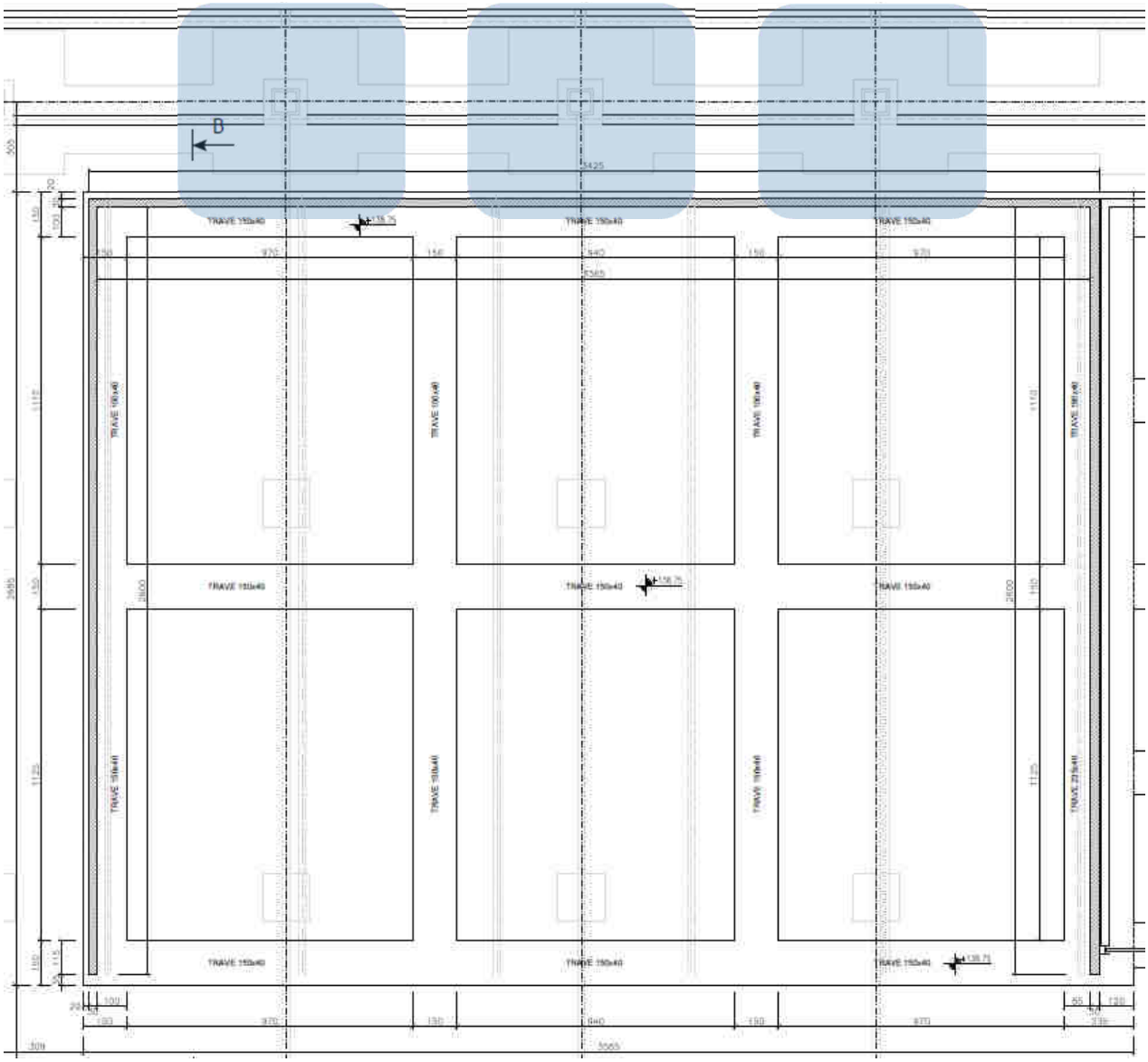


Pressioni terreno minime



8.4.2 Interazione struttura maturazione primaria e struttura esistente

Le strutture di fondazione della struttura della maturazione primaria non interferiscono geometricamente con le fondazioni esistenti né planimetricamente né altimetricamente.

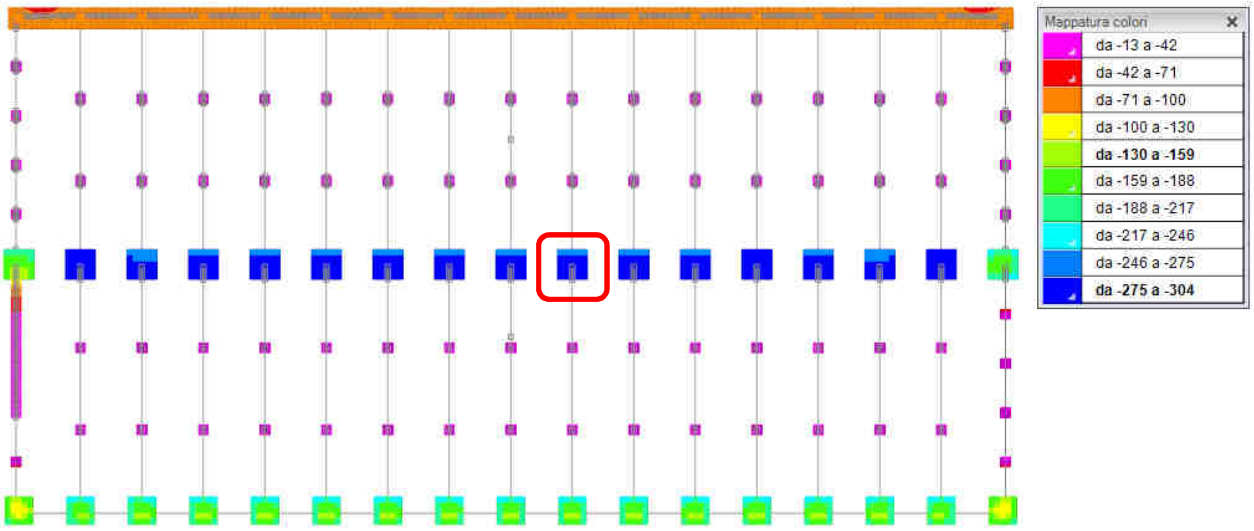


Individuazione zone critiche nell'interazione tra fondazioni biocelle e fondazioni esistenti

Nell'immagine precedente sono evidenziati i punti di potenziale criticità nell'interazione tra la struttura della maturazione primaria e le fondazioni della struttura esistente.

Si ritiene che l'influenza della nuova costruzione sui plinti porta-cordolo esistenti possa essere trascurata vista la posizione relativa sia altimetrica che planimetrica.

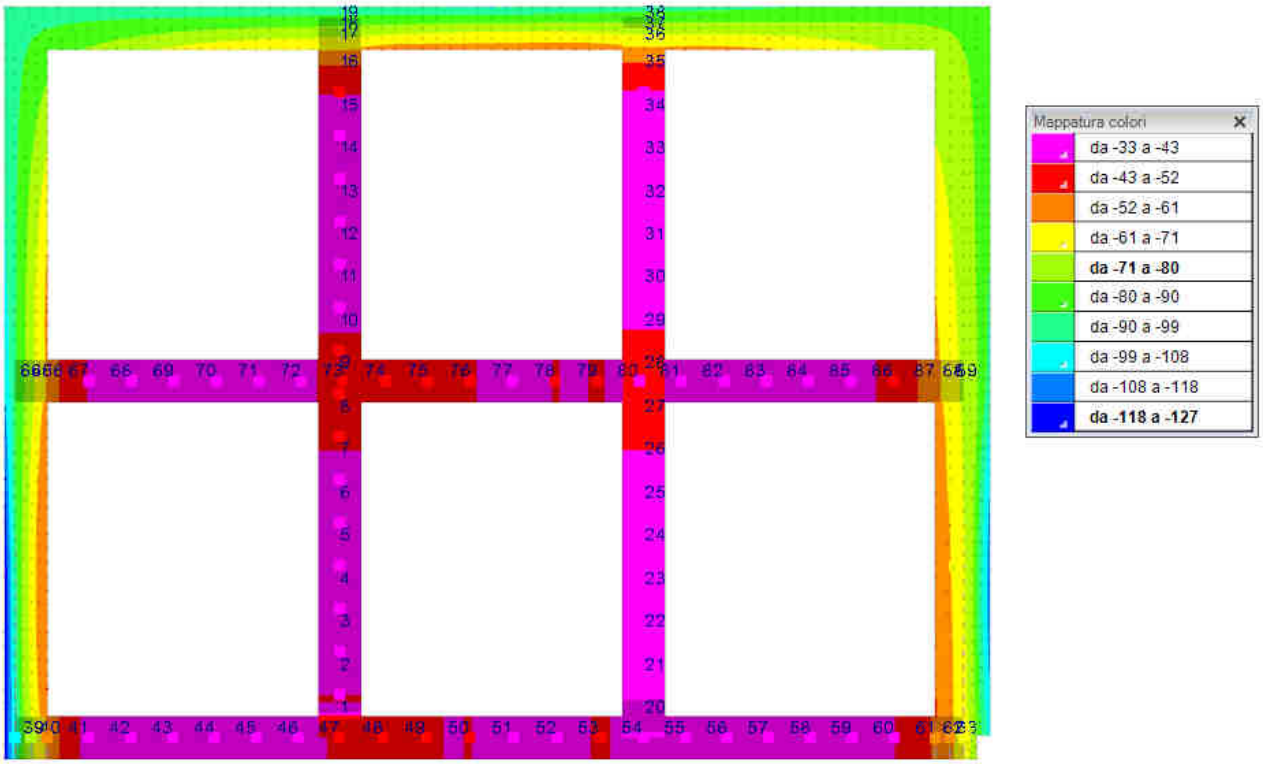
Le pressioni massime esercitate in fondazione dall'edificio esistente sono quelle di seguito riportate:



Massime pressioni in fondazione struttura esistente [kN/m^2]

Si assume per la verifica del carico limite, un valore di pressione pari a 304 kN/m^2.

In prossimità di tale plinto, la pressione esercitata sul terreno dalla nuova struttura della maturazione primaria è pari a circa 100 kN/m^2:



Massime pressioni in fondazione maturazione primaria [kN/m^2]

A vantaggio di sicurezza si considera che la trave di fondazione più vicina alla struttura esistente eserciti tutta lo stesso valore massimo di pressione. Si procede quindi ad una diffusione di tale carico fino al piano di posa del plinto esistente al fine di determinare la massima pressione esercitata al di sotto dello stesso.

$$p' = \frac{p \cdot b}{b + 2 \cdot a} = \frac{100 \cdot 1.5}{1.5 + 2 \cdot 3.5} = 17.6\ kN/m^2$$

Cautelativamente si assume che la pressione totale massima sia pari a:

304 kN/m^2 + 17.6 kN/m^2 = 321.6 kN/m^2

Si calcola quindi il carico limite di progetto per il plinto in esame:

CARATTERISTICHE FONDAZIONE

B=	4.90	m	Base
L=	4.90	m	Lunghezza
H=	0.60	m	Altezza
D=	2.45	m	Profondità piano di posa
α=	0	°	Inclinazione del piano di posa

☐ Considera peso proprio fondazione

γ_p=	25.00	kN/m^3	Peso per unità di volume fondazione
P_p=	0.00	kN	Peso proprio plinto

AZIONI DALLA BASE DELLA FONDAZIONE

☐ Considera momenti di trasporto

F_{xd}=	0.00	kN	Forza di taglio in direzione X
F_{yd}=	0.00	kN	Forza di taglio in direzione Y
F_{zd}=	0.00	kN	Forza in direzione verticale (>0 se di compressione)
M_{xd}=	0.00	kNm	Momento in direzione X
M_{yd}=	0.00	kNm	Momento in direzione Y

V=	0.00	kN	Componente verticale del carico
H=	0.00	kN	Componente orizzontale del carico
θ_V=	0.00	°	Inclinazione del carico rispetto alla verticale
θ_H=	90.00	°	Inclinazione del carico orizzontale rispetto alla direzione della lunghezza

e_x=	0.00	m	Eccentricità in direzione X
e_y=	0.00	m	Eccentricità in direzione Y

CARATTERISTICHE FONDAZIONE RIDOTTA

B'=	4.90	m	Base ridotta
L'=	4.90	m	Lunghezza ridotta
A'=	24.01		Area ridotta

PARAMETRI DEL TERRENO

γ=	16	kN/m³	Peso per unità di volume del terreno di fondazione
φ'=	24	°	Angolo di attrito
c'=	2	kN/m²	Coesione efficace
c_u=	0	kN/m²	Coesione non drenata
γ_r=	19	kN/m³	Peso per unità di volume del terreno di riempimento laterale
K_p=	2.371		Coefficiente di spinta passiva
q=	46.55	kN/m²	Pressione litostatica alla profondità del piano di posa

PARAMETRI DI PORTANZA DELLA FONDAZIONE (BRINCH-HANSEN)

k=	0.50	Fattore di profondità
m_B=	1.50	Parametro di forma per carico agente in direzione della base
m_L=	1.50	Parametro di forma per carico agente in direzione della lunghezza
m=	1.50	Parametro di forma complessivo
N_c=	19.32	Fattori di capacità portante
N_q=	9.60	
N_γ=	7.66	
s_c=	1.45	Fattori di forma
s_q=	1.41	
s_γ=	0.70	
b_c=	1.00	Fattori di inclinazione del piano di posa
b_q=	1.00	
b_γ=	1.00	
i_c=	1.00	Fattori di inclinazione del carico
i_q=	1.00	
i_γ=	1.00	

PRESSIONI LIMITE ED AMMISSIBILI

Condizioni drenate

F.S.=	2.3		Fattore di sicurezza
q_{LIM}=	895.275	kN/m²	Pressione limite
$q_{R,D}$=	389.25	kN/m²	Pressione resistente di progetto

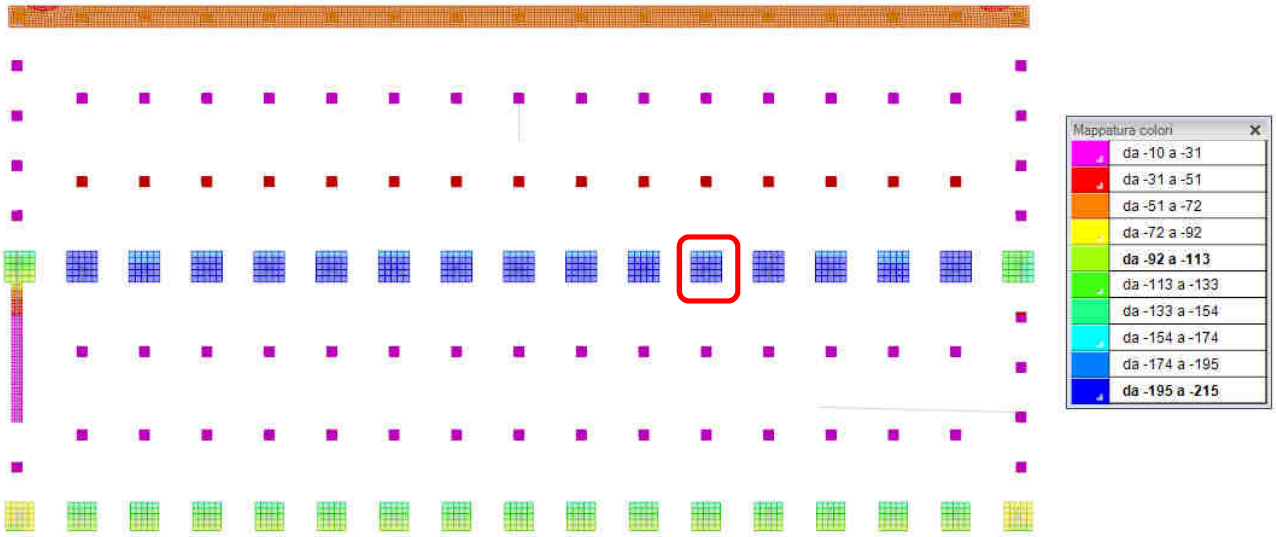
321.6 kN/m² < 389.25 kN/m²

Poiché la pressione massima agente risulta inferiore al carico limite di progetto del plinto, si può concludere che la verifica della capacità portante del complesso terreno-fondazione esistente è comunque soddisfatta anche con l'incremento di carico esercitato dalla realizzazione della nuova struttura.

Cedimenti

Il calcolo dei cedimenti viene effettuato con riferimento al valore caratteristico delle azioni e delle resistenze del terreno (cfr. NTC 2018 - C6.2.4.3).

In tali condizioni le massime pressioni esercitate dalla struttura esistente sul terreno sono rappresentate graficamente di seguito.



Massime pressioni in fondazione struttura esistente in fase di esercizio[kN/m^2]

La pressione massima sul plinto è assunta pari a 215 kN/m^2.

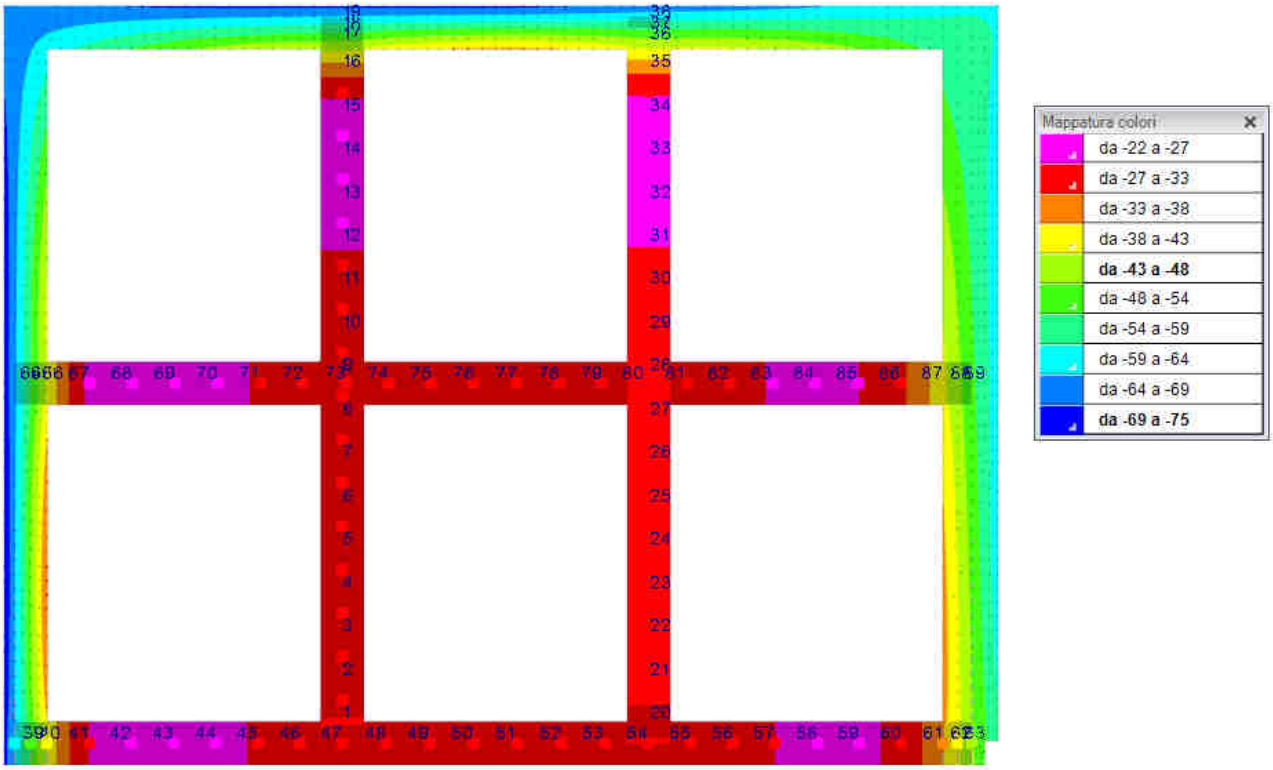
In fase di costruzione, assunto che lo scavo per la realizzazione del plinto abbia raggiunto una profondità media di 3.5 m, si è verificato uno scarico tensionale pari a:

$\Delta p_{scavo,esistente}$ = 19.0 x 3.5 = 66.5 kN/m²

Per la realizzazione della maturazione primaria invece si prevede di realizzare uno scavo di profondità media pari a 0.9 m, il che produrrebbe uno scarico tensionale pari a 19 x 0.9 = 17.1 kN/m^2. Per determinare la quota parte di scarico tensionale che influenza il plinto esistente si procede ad una diffusione del carico (assumendo un angolo di 45°) fino al piano di posa dello stesso:

$$\Delta p = \frac{\Delta p_{scavo\ maturazione} \cdot b}{b + 2 \cdot a} = \frac{17.1 \cdot 1.5}{1.5 + 2 \cdot 3.5} = 3\ kN/m^2$$

La pressione esercitata dalla maturazione primaria è invece quella di seguito riportata:



Massime pressioni in fondazione maturazione primaria in fase di esercizio[kN/m^2]

A vantaggio di sicurezza si considera che la trave di fondazione più vicina alla struttura esistente eserciti tutta lo stesso valore massimo di pressione. Si procede quindi ad una diffusione di tale carico fino al piano di posa del plinto esistente al fine di determinare la massima pressione esercitata al di sotto dello stesso.

$$\Delta p(+) = \frac{p_{maturazione} \cdot b}{b + 2 \cdot a} = \frac{75 \cdot 1.5}{1.5 + 2 \cdot 3.5} = 13.2\ kN/m^2$$

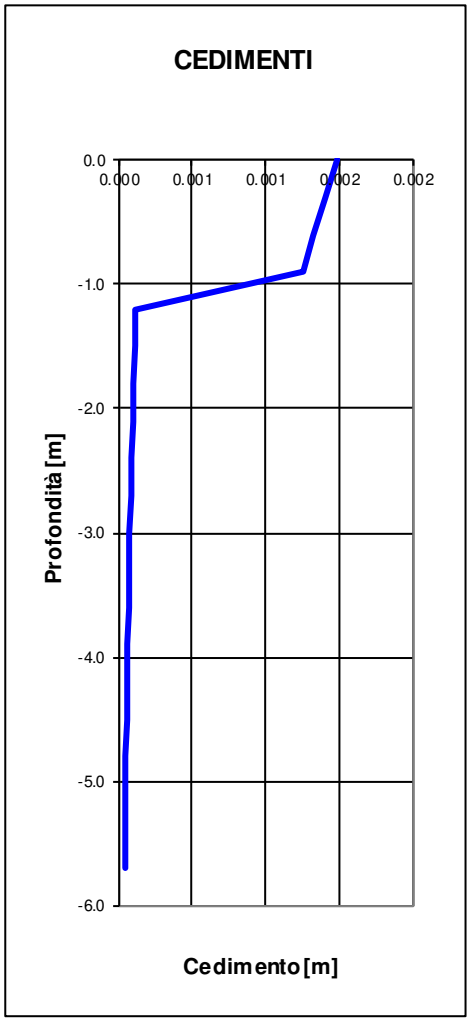
Il cedimento assoluto prima della costruzione della maturazione è calcolato come segue:

Dati di carico

B=	4.90	m	Base rettangolo
L=	4.90	m	Altezza rettangolo
q_{tot}=	215	kN/m^2	Sovraccarico lordo
q_{sca}=	66.5	kN/m^2	Scarico tensionale
q=	148.5	kN/m^2	Incremento tensionale netto
S_{ced}=	6	m	Spessore dello strato di terreno per il calcolo del cedimento

Strato [-]	s_i [m]	E_i [kN/m^2]	z_i [m]	$\Delta\sigma_i$ [kN/m^2]	δ_i [m]
1	0.30	30000	0.00	148.50	0.001
2	0.30	30000	0.30	140.66	0.001
3	0.30	30000	0.60	132.89	0.001
4	0.30	30000	0.90	125.23	0.001
5	0.30	300000	1.20	117.74	0.000
6	0.30	300000	1.50	110.47	0.000
7	0.30	300000	1.80	103.46	0.000
8	0.30	300000	2.10	96.76	0.000
9	0.30	300000	2.40	90.37	0.000
10	0.30	300000	2.70	84.33	0.000
11	0.30	300000	3.00	78.65	0.000
12	0.30	300000	3.30	73.33	0.000
13	0.30	300000	3.60	68.35	0.000
14	0.30	300000	3.90	63.73	0.000
15	0.30	300000	4.20	59.44	0.000
16	0.30	300000	4.50	55.47	0.000
17	0.30	300000	4.80	51.80	0.000
18	0.30	300000	5.10	48.41	0.000
19	0.30	300000	5.40	45.28	0.000
20	0.30	300000	5.70	42.40	0.000

CEDIMENTO TOTALE δ_{tot}= 0.0067 m



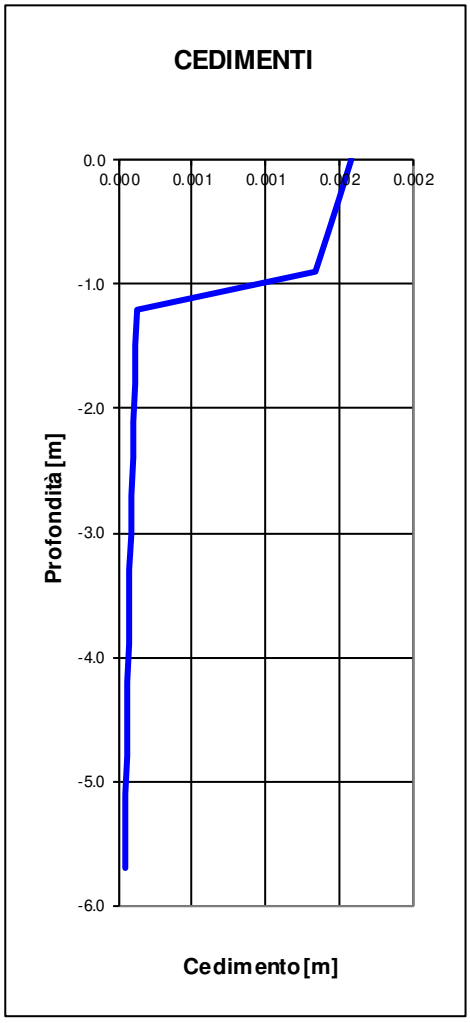
A seguito della costruzione della maturazione, il cedimento assoluto totale ammonta a:

Dati di carico

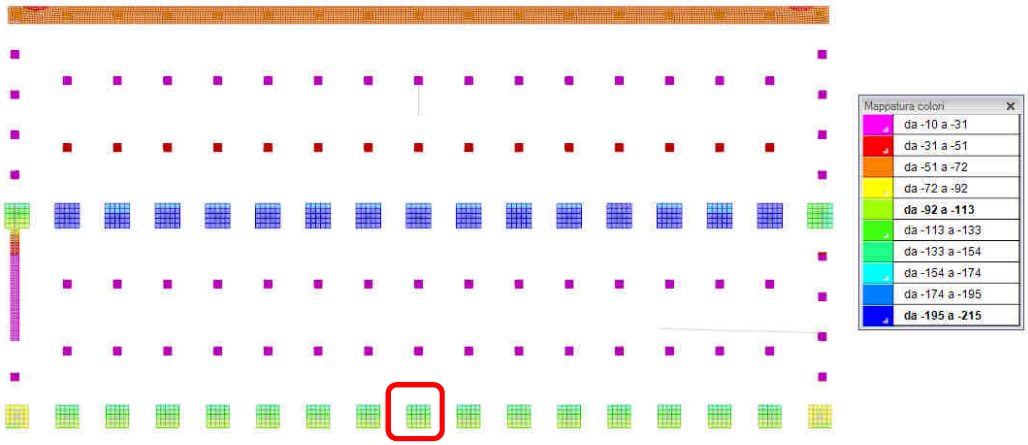
B=	4.90	m	Base rettangolo
L=	4.90	m	Altezza rettangolo
q_{tot}=	228.2	kN/m^2	Sovraccarico lordo
q_{sca}=	69.5	kN/m^2	Scarico tensionale
q=	158.7	kN/m^2	Incremento tensionale netto
S_{ced}=	6	m	Spessore dello strato di terreno per il calcolo del cedimento

Strato [-]	s_i [m]	E_i [kN/m^2]	z_i [m]	$\Delta\sigma_i$ [kN/m^2]	δ_i [m]
1	0.30	30000	0.00	158.70	0.002
2	0.30	30000	0.30	150.32	0.002
3	0.30	30000	0.60	142.01	0.001
4	0.30	30000	0.90	133.83	0.001
5	0.30	300000	1.20	125.83	0.000
6	0.30	300000	1.50	118.06	0.000
7	0.30	300000	1.80	110.57	0.000
8	0.30	300000	2.10	103.40	0.000
9	0.30	300000	2.40	96.58	0.000
10	0.30	300000	2.70	90.13	0.000
11	0.30	300000	3.00	84.05	0.000
12	0.30	300000	3.30	78.36	0.000
13	0.30	300000	3.60	73.05	0.000
14	0.30	300000	3.90	68.11	0.000
15	0.30	300000	4.20	63.52	0.000
16	0.30	300000	4.50	59.28	0.000
17	0.30	300000	4.80	55.35	0.000
18	0.30	300000	5.10	51.73	0.000
19	0.30	300000	5.40	48.39	0.000
20	0.30	300000	5.70	45.31	0.000

CEDIMENTO TOTALE δ_{tot}= 0.0071 m



Per quanto riguarda il cedimento minimo, individuabile nelle aree a minor pressione, si considera il plinto evidenziato:



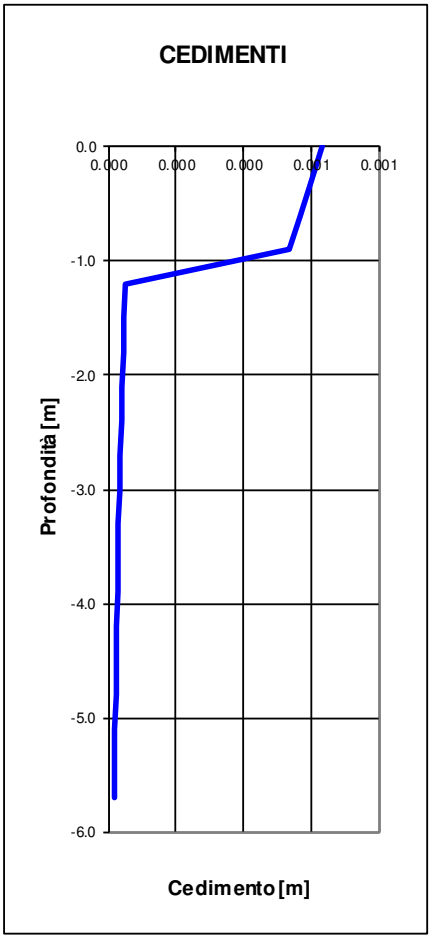
Il valore di pressione è pari a 130 kN/m^2 e, considerato il valore dello scarico tensionale prodotto dallo scavo, il cedimento è pari a:

Dati di carico

B=	4.90	m	Base rettangolo
L=	4.90	m	Altezza rettangolo
q_{tot}=	130	kN/m^2	Sovraccarico lordo
q_{sca}=	66.5	kN/m^2	Scarico tensionale
q=	63.5	kN/m^2	Incremento tensionale netto
S_{ced}=	6	m	Spessore dello strato di terreno per il calcolo del cedimento

Strato [-]	s_i [m]	E_i [kN/m^2]	z_i [m]	$\Delta\sigma_i$ [kN/m^2]	δ_i [m]
1	0.30	30000	0.00	63.50	0.001
2	0.30	30000	0.30	60.15	0.001
3	0.30	30000	0.60	56.82	0.001
4	0.30	30000	0.90	53.55	0.001
5	0.30	300000	1.20	50.35	0.000
6	0.30	300000	1.50	47.24	0.000
7	0.30	300000	1.80	44.24	0.000
8	0.30	300000	2.10	41.37	0.000
9	0.30	300000	2.40	38.64	0.000
10	0.30	300000	2.70	36.06	0.000
11	0.30	300000	3.00	33.63	0.000
12	0.30	300000	3.30	31.35	0.000
13	0.30	300000	3.60	29.23	0.000
14	0.30	300000	3.90	27.25	0.000
15	0.30	300000	4.20	25.42	0.000
16	0.30	300000	4.50	23.72	0.000
17	0.30	300000	4.80	22.15	0.000
18	0.30	300000	5.10	20.70	0.000
19	0.30	300000	5.40	19.36	0.000
20	0.30	300000	5.70	18.13	0.000

CEDIMENTO TOTALE δ_{tot}= 0.0028 m



considerata la distanza tra i punti in esame, il valore in percentuale del cedimento relativo prima della costruzione delle biocelle è pari a:

$w_{rel\%} = (w_{max} - w_{min}) / d = (6.6-2.8) / 40000 = 0.095$ ‰

a seguito della costruzione delle biocelle diventa:

$w_{rel\%} = (w_{max} - w_{min}) / d = (7.1-2.8) / 40000 = 0.11$ ‰

Secondo le indicazioni di Sowers (Geotecnica e tecnica delle fondazioni vol. 2 – Carlo Cestelli Guidi – Ed. Hoepli) per i cedimenti massimi ammissibili delle strutture intelaiate in calcestruzzo armato, in relazione alla loro funzionalità in esercizio, possono essere presi come riferimento i seguenti valori:

$\Delta_{w,adm}$ = 2 – 10 cm, cedimento assoluto ammissibile

$(\Delta w / d)_{,adm}$ = 2 – 4 ‰, cedimento relativo ammissibile

I cedimenti assoluti e differenziali del caso in esame sono inferiori ai limiti riportati in letteratura sia prima della costruzione delle biocelle che dopo la loro realizzazione.

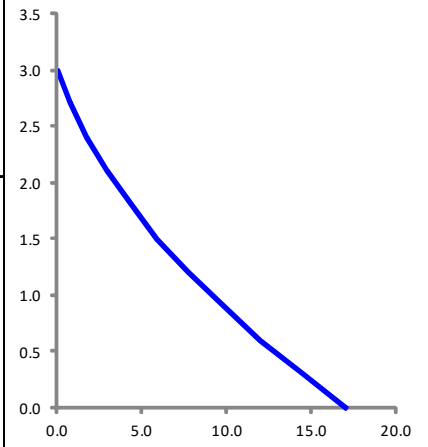
8.5 MURO MATURAZIONE SECONDARIA E MURO AD "L"

I muri della maturazione primaria ed il muro ad "L", presentano un'altezza massima del riempimento a tergo di 3.00 m.

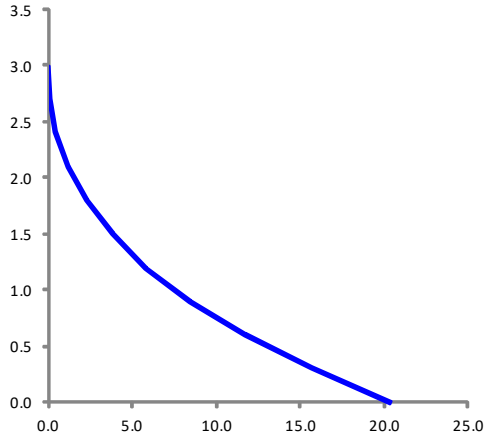
A partire dai calcoli delle verifiche di stabilità locale dei muri, riportata in Relazione Geotecnica, sono state valutate le sollecitazioni alla base dei paramenti, riepilogate nei grafici di seguito:

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

h [m]	Taglio di progetto V_{Sd} [kN]
3.00	**0.00**
2.70	**0.77**
2.40	**1.76**
2.10	**2.95**
1.80	**4.35**
1.50	**5.95**
1.20	**7.77**
0.90	**9.80**
0.60	**12.03**
0.30	**14.47**
0.00	**17.13**



Momento flettente di progetto M_{Sd} [kNm]
0.00
0.11
0.48
1.18
2.27
3.81
5.87
8.50
11.77
15.74
20.47



Per la verifica strutturale della parete e della suola di fondazione si considerano le sollecitazioni alla base del paramento calcolate precedentemente.

La sezione resistente si assume pari a 100 cm x 30 cm, armata con con 5Φ14 in zona tesa e 5Φ14 in zona compressa con un copriferro di calcolo di 5 cm. Pertanto risulta:

$V_{R,d}$ = 161.6 kN > $V_{S,d}$ = 17.13 kN, Verifica di resistenza a taglio soddisfatta (taglio resistente per elementi sprovvisti di apposita armatura)

$M_{R,d}$ = 76.35 kNm > $M_{S,d}$ = 20.47 kNm, Verifica di resistenza a flessione soddisfatta

Verifica Stati Limite - Sezione Rettangolare in Cemento Armato 1 / 1 Aggiungi Sezione

Dati Sezione | Materiali | S.L.U. Normale + Flessione | S.L.U. Taglio | S.L.E. Fessurazione | Duttilità / Arm. Minima | Risultati Verifiche

Caratteristiche Geometriche

B (mm) =	1000
H (mm) =	300
A (mm²) =	300000.00
Iy =	2250000000.
Wy =	15000000.00
Iz =	2500000000(
Wz =	50000000.00

Armature

	N.° e Diametro	A(mmq)
A's =	5ϕ14	770
As =	5ϕ14	770
Copriferro d'=d" (mm.) =		50

Sollecitazioni

Sforzo Assiale Nx (kN)	0
Momento My (kN·m)	20,47
Taglio Tz ..... (kN)	17,13

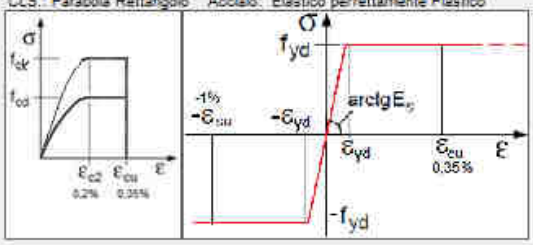
Sollecitazioni piano y (eventuale Flessione Deviata)

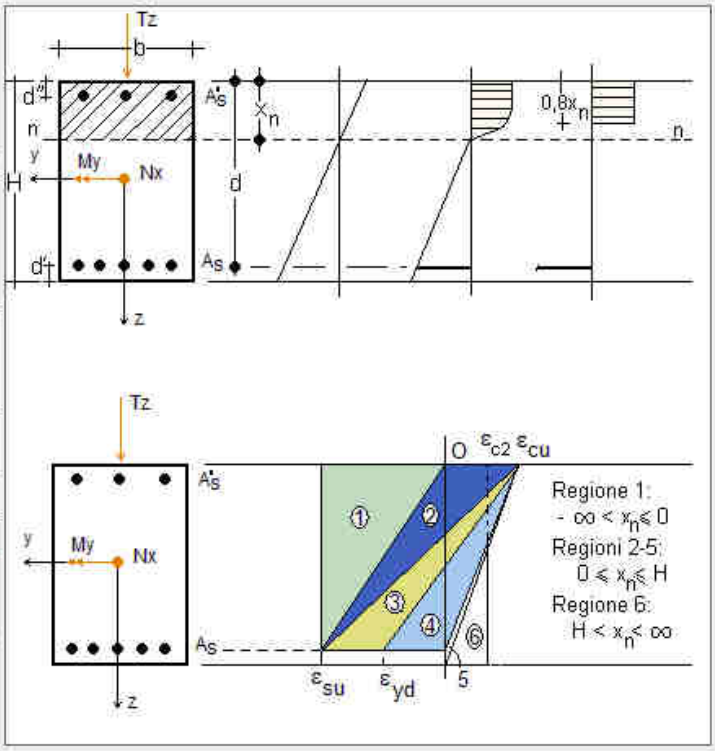
Momento Mz (kN·m) 0 Taglio Ty ..... (kN 0

A's = 0 0 As = 0 0

Tipo Sezione: Trave Descriz.: Esempio 1

Modelli Costitutivi Materiali
CLS: Parabola Rettangolo Acciaio: Elastico perfettamente Plastico





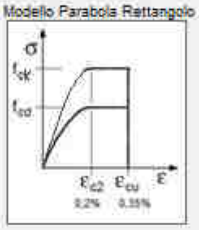
Verifica Stati Limite - Sezione Rettangolare in Cemento Armato 1 / 1 Aggiungi Sezione

Dati Sezione | Materiali | S.L.U. Normale + Flessione | S.L.U. Taglio | S.L.E. Fessurazione | Duttilità / Arm. Minima | Risultati Verifiche

Calcestruzzo

Classe di Resistenza ..... C35/45 ordinario

Modello Parabola Rettangolo

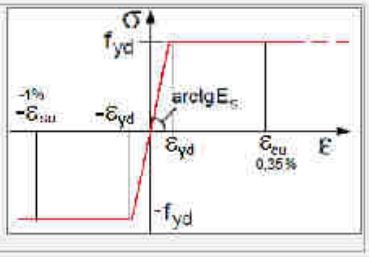


Resistenza Caratteristica Cubica	Rck	=	45	N/mm²	
Resistenza Caratteristica Cilindrica	fck	=	37.36	N/mm²	
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ_c	=	1.5	1,50	
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine ..	α_{cc}	=	0.85	0,85	
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica ..	fcm	=	45.36	N/mm²	= fck+8
Valore medio della resistenza a trazione assiale del cls ..	fctm	=	3.35	N/mm²	= 0.3·fck^2/3
Valore caratt. resistenza a trazione assiale (frattile 5%) ...	fctk,0.05	=	2.35	N/mm²	= 0,7·fctm
Valore caratt. resistenza a trazione assiale (frattile 95%) ..	fctk,0.95	=	4.36	N/mm²	= 1,3·fctm
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	Ecm	=	34625.40	N/mm²	= 22000·[fcm/10]^0,3
Deformazione Limite comportamento Elasto-Plastico	ε_{c2}	=	0.002	0,002	
Deformazione Ultima per il calcestruzzo	ε_{cu}	=	0.0035	0,0035	
Resistenza di progetto a compressione del cls .	fcd	=	21.17	N/mm²	= α_{cc}·fck/γ_c
Resistenza di progetto a trazione del cls	fctd	=	1.56	N/mm²	= fctk,0.05/γ_c

Acciaio

Classe dell'Acciaio B450C

Resistenza a snervamento dell'Acciaio	fyk	=	450	N/mm²	
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γ_s	=	1.15	1,15	
Modulo di Elasticità secante dell'Acciaio	Es	=	210000	N/mm²	
Deformazione a snervamento dell'acciaio	ε_{yd}	=	0.0019	fyd / Es	
Deformazione Ultima nell'Acciaio	ε_{ud}	=	0.01	0,01	
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio ..	fyd	=	391.30	N/mm²	= fyk/γ_s



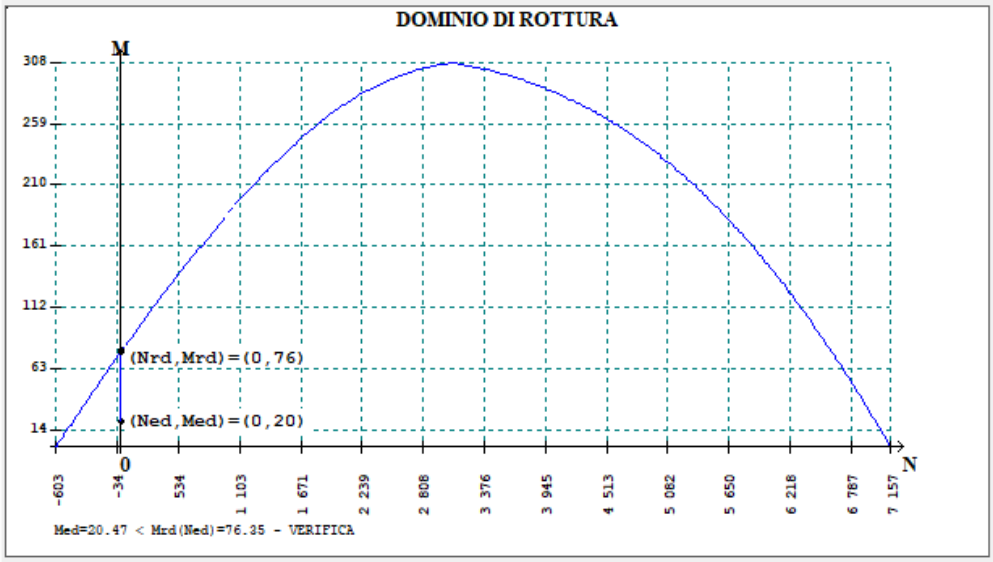
Verifica Stati Limite - Sezione Rettangolare in Cemento Armato 1 / 1 Aggiungi Sezione

Dati Sezione | Materiali | S.L.U. Normale + Flessione | S.L.U. Taglio | S.L.E. Fessurazione | Duttilità / Arm. Minima | Risultati Verifiche

SLU Sforzo Normale e Flessione Semplice (Nx,My)

Incremento asse neutro per calcolo Nrd,Mrd: Dxn=mm. 1 Porzione infinitesima Calcolo Integrali DX= 1

Dominio Nrd,Mrd



Nrd	Mrd
6712	63
6736	60
6751	57
6775	55
6790	52
6814	49
6838	46
6852	43
6876	41
6891	38
6915	35
6930	32
6954	29
6978	26
6993	24
7017	21
7032	18
7056	15
7071	12
7094	9
7118	6
7133	3

Verifica Stati Limite - Sezione Rettangolare in Cemento Armato 1 / 1 Aggiungi Sezione

Dati Sezione | Materiali | S.L.U. Normale + Flessione | S.L.U. Taglio | S.L.E. Fessurazione | Duttilità / Arm. Minima | Risultati Verifiche

angolo inclinazione staffe: α = 90 °

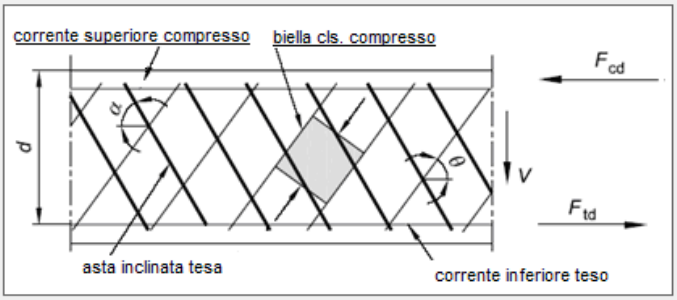
angolo inclinazione bielle cls.: θ = 45 °

Taglio di Calcolo : Ved = Tz = 17.13 kN

Resistenza a Taglio CLS. Teso

$$V_{RD} = \max \begin{cases} \{0{,}18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0{,}15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \\ (v_{min} + 0{,}15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \end{cases}$$

Vrd =161.64kN > Ved=17.13kN Armatura a Taglio minima



Verifica Stati Limite - Sezione Rettangolare in Cemento Armato 1 / 1 Aggiungi Sezione

Dati Sezione | Materiali | S.L.U. Normale + Flessione | S.L.U. Taglio | S.L.E. Fessurazione | Duttilità / Arm. Minima | Risultati Verifiche

Parametri Normativa

Condizioni Ambientali ..... Molto Aggressive

Parametri Circolare 21/01/2019 N.7 CSLLPP. Punto C.4.1.2.2.4.5

Fattore dipendente dalla durata del carico.....	kt =	0.6
Coefficiente relativo al tipo di barre d'acciaio.....	k1 =	0.8
Coefficiente per sollecitazione di Flessione	k2 =	0.5
Coefficiente.....	k3 =	3.4
Coefficiente.....	k4 =	0.425

Wk =0.139 mm. < W.lim. - VERIFICA

ε = 0.000335

Δ = 243.459

Formule di Verifica

4.1.2.2.4 Stato limite di fessurazione

c) stato limite di apertura delle fessure, nel quale il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$w_1 = 0{,}2$ mm $w_2 = 0{,}3$ mm $w_3 = 0{,}4$ mm

Tab. 4.1.IV - *Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione*

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura: Sensibile – Stato limite	w_k	Armatura: Poco sensibile – Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\le w_2$	apertura fessure	$\le w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\le w_1$	apertura fessure	$\le w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\le w_1$	apertura fessure	$\le w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\le w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\le w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\le w_1$

W.lim. = mm: 0,2

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}}(1+\alpha_e \rho_{eff})}{E_s} \ge 0{,}6\frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$\Delta_{sm} = (k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{eff}})/1{,}7$$

$$Wk = 1{,}7\ \varepsilon sm\ \Delta sm$$

La suola di fondazione presenta le medesime sollecitazioni e una sezione resistente 100 x 40 cm armata con 5 + 5 Φ14, pertanto la verifica risulta ugualmente soddisfatta.

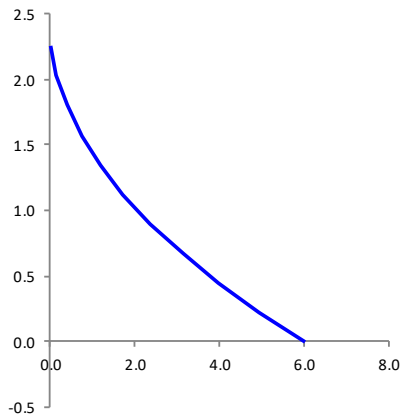
8.6 MURO DI SEPARAZIONE BIOFILTRO

Il muro di separazione del biofiltro presenta un'altezza massima del riempimento a tergo cautelativamente assunta pari a 2.25 m.

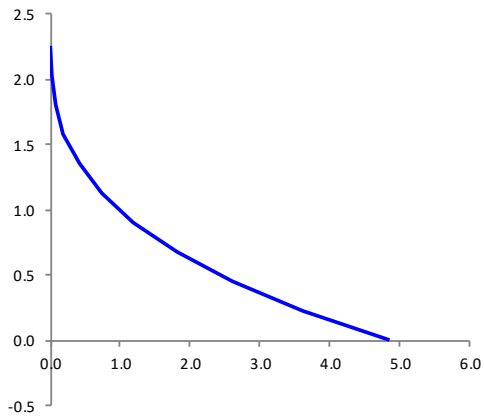
In relazione alla spinta esercitata dal riempimento a tergo, sono state valutate le sollecitazioni alla base del paramento, riepilogate nei grafici di seguito:

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

h [m]	Taglio di progetto V_{Sd} [kN]
2.25	**0.00**
2.03	**0.14**
1.80	**0.39**
1.58	**0.73**
1.35	**1.18**
1.13	**1.73**
0.90	**2.38**
0.68	**3.14**
0.45	**3.99**
0.23	**4.95**
0.00	**6.01**



Momento flettente di progetto M_{Sd} [kNm]
0.00
0.01
0.07
0.20
0.41
0.73
1.19
1.81
2.61
3.62
4.85



Per la verifica strutturale della parete si considerano le sollecitazioni alla base del paramento calcolate precedentemente.

La sezione resistente si assume pari a 100 cm x 30 cm, armata con con 5Φ12 in zona tesa e 5Φ12 in zona compressa con un copriferro di calcolo di 5 cm. Pertanto risulta:

Verifica Stati Limite - Sezione Rettangolare in Cemento Armato 1 / 1 Aggiungi Sezione

Dati Sezione | Materiali | S.L.U. Normale + Flessione | S.L.U. Taglio | S.L.E. Fessurazione | Duttilità / Arm. Minima | Risultati Verifiche

Caratteristiche Geometriche

B (mm) =	1000
H (mm) =	300
A (mm²) =	300000.00
Iy =	2250000000.
Wy =	15000000.00
Iz =	2500000000
Wz =	50000000.00

Armature

	N° e Diametro	A(mmq)
A's =	5φ12	565
As =	5φ12	565
Copriferro d'=d" (mm.) =		50

Sollecitazioni

Sforzo Assiale Nx (kN)	0
Momento My (kN·m)	4,9
Taglio Tz ..... (kN)	6,01

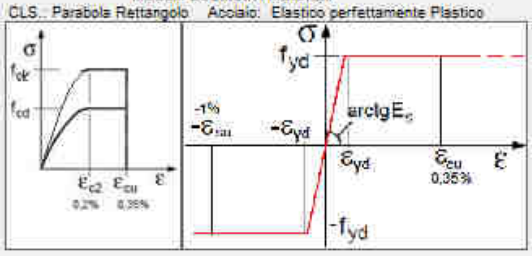
Sollecitazioni piano y (eventuale Flessione Deviata)

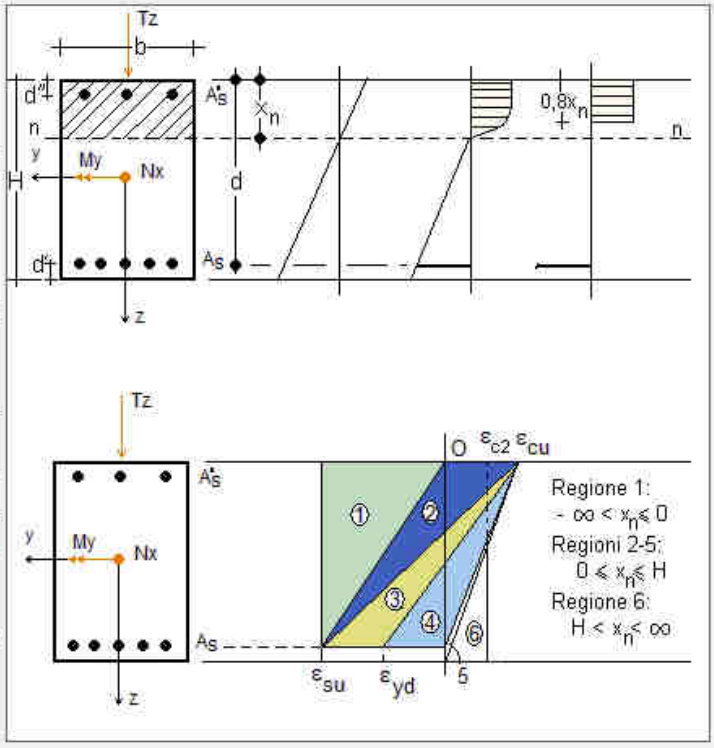
Momento Mz (kN·m) 0 Taglio Ty ..... (kN 0

A's = 0 0 As = 0 0

Tipo Sezione: Trave Descriz.: Esempio 1

Modelli Costitutivi Materiali
CLS: Parabola Rettangolo Acciaio: Elastico perfettamente Plastico





Verifica Stati Limite - Sezione Rettangolare in Cemento Armato 1 / 1 Aggiungi Sezione

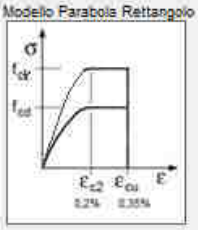
Dati Sezione | Materiali | S.L.U. Normale + Flessione | S.L.U. Taglio | S.L.E. Fessurazione | Duttilità / Arm. Minima | Risultati Verifiche

Calcestruzzo

Classe di Resistenza ..... C35/45 ordinario

Resistenza Caratteristica Cubica	Rck	=	45	N/mm²	
Resistenza Caratteristica Cilindrica	fck	=	37.35	N/mm²	
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ_c	=	1.5	1,50	
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine .	α_{cc}	=	0.85	0,85	
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica ..	fcm	=	45.35	N/mm²	= fck+8
Valore medio della resistenza a trazione assiale del cls ..	fctm	=	3.35	N/mm²	= 0.3·fck^2/3
Valore caratt. resistenza a trazione assiale (frattile 5%) ...	fctk,0.05	=	2.35	N/mm²	= 0,7·fctm
Valore caratt. resistenza a trazione assiale (frattile 95%) ..	fctk,0.95	=	4.36	N/mm²	= 1,3·fctm
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	Ecm	=	34625.48	N/mm²	= 22000·[fcm/10]^0,3
Deformazione Limite comportamento Elasto-Plastico	ε_{c2}	=	0.002	0,002	
Deformazione Ultima per il calcestruzzo	ε_{cu}	=	0.0035	0,0035	
Resistenza di progetto a compressione del cls .	fcd	=	21.17	N/mm²	= α_{cc}·fck/γ_c
Resistenza di progetto a trazione del cls	fctd	=	1.56	N/mm²	= fctk,0.05/γ_c

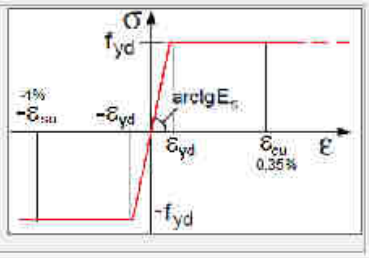
Modello Parabola Rettangolo



Acciaio

Classe dell'Acciaio B450C

Resistenza a snervamento dell'Acciaio	fyk	=	450	N/mm²	
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γ_s	=	1.15	1,15	
Modulo di Elasticità secante dell'Acciaio	Es	=	210000	N/mm²	
Deformazione a snervamento dell'acciaio	ε_{yd}	=	0.0019	fyd / Es	
Deformazione Ultima nell'Acciaio	ε_{ud}	=	0.01	0,01	
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio ..	fyd	=	391.30	N/mm²	= fyk/γ_s



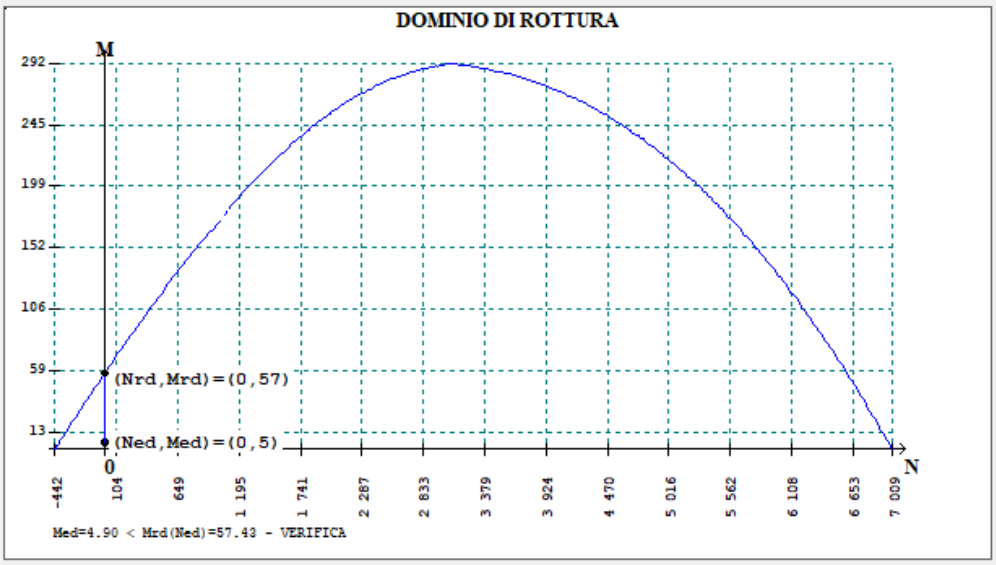
Verifica Stati Limite - Sezione Rettangolare in Cemento Armato 1 / 1 Aggiungi Sezione

Dati Sezione | Materiali | S.L.U. Normale + Flessione | S.L.U. Taglio | S.L.E. Fessurazione | Duttilità / Arm. Minima | Risultati Verifiche

SLU Sforzo Normale e Flessione Semplice (Nx,My)

Incremento asse neutro per calcolo Nrd,Mrd: Dxn=mm. 1 Porzione infinitesima Calcolo Integrali DX= 1

Dominio Nrd,Mrd



Nrd	Mrd
6580	61
6594	58
6618	56
6633	53
6656	50
6671	48
6694	45
6718	42
6733	39
6756	37
6771	34
6795	31
6809	28
6833	25
6856	23
6871	20
6895	17
6909	14
6933	11
6947	8
6971	5
6994	2

Verifica Stati Limite - Sezione Rettangolare in Cemento Armato 1 / 1 Aggiungi Sezione

Dati Sezione | Materiali | S.L.U. Normale + Flessione | S.L.U. Taglio | S.L.E. Fessurazione | Duttilità / Arm. Minima | Risultati Verifiche

angolo inclinazione staffe: α = 90 °

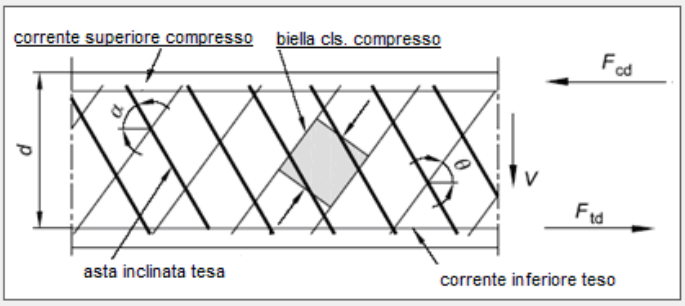
angolo inclinazione bielle cls.: θ = 45 °

Taglio di Calcolo : Ved = Tz = 6.01 kN

Resistenza a Taglio CLS. Teso

$$V_{RD} = \max \begin{cases} \{0{,}18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0{,}15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \\ (v_{min} + 0{,}15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \end{cases}$$

Vrd =145.79kN > Ved=6.01kN Armatura a Taglio minima



Verifica Stati Limite - Sezione Rettangolare in Cemento Armato 1 / 1 Aggiungi Sezione

Dati Sezione | Materiali | S.L.U. Normale + Flessione | S.L.U. Taglio | S.L.E. Fessurazione | Duttilità / Arm. Minima | Risultati Verifiche

Parametri Normativa

Condizioni Ambientali ..... Molto Aggressive

Parametri Circolare 21/01/2019 N.7 CSLLPP. Punto C.4.1.2.2.4.5

Fattore dipendente dalla durata del carico.....	kt =	0.6
Coefficiente relativo al tipo di barre d'acciaio.....	k1 =	0.8
Coefficiente per sollecitazione di Flessione.....	k2 =	0.5
Coefficiente.....	k3 =	3.4
Coefficiente.....	k4 =	0.425

Wk =0.050 mm. < W.lim. - VERIFICA

ε = 0.000108

Δ = 272.498

Formule di Verifica

4.1.2.2.4 Stato limite di fessurazione

c) stato limite di apertura delle fessure, nel quale il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$w_1 = 0{,}2$ mm $w_2 = 0{,}3$ mm $w_3 = 0{,}4$ mm

Tab. 4.1.IV - *Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione*

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura: Sensibile Stato limite	w_k	Armatura: Poco sensibile Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\le w_2$	apertura fessure	$\le w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\le w_1$	apertura fessure	$\le w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\le w_1$	apertura fessure	$\le w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\le w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\le w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\le w_1$

W.lim. = mm. 0,2

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}}(1+\alpha_e \rho_{eff})}{E_s} \ge 0{,}6\frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$\Delta_{sm} = (k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{eff}})/1{,}7$$

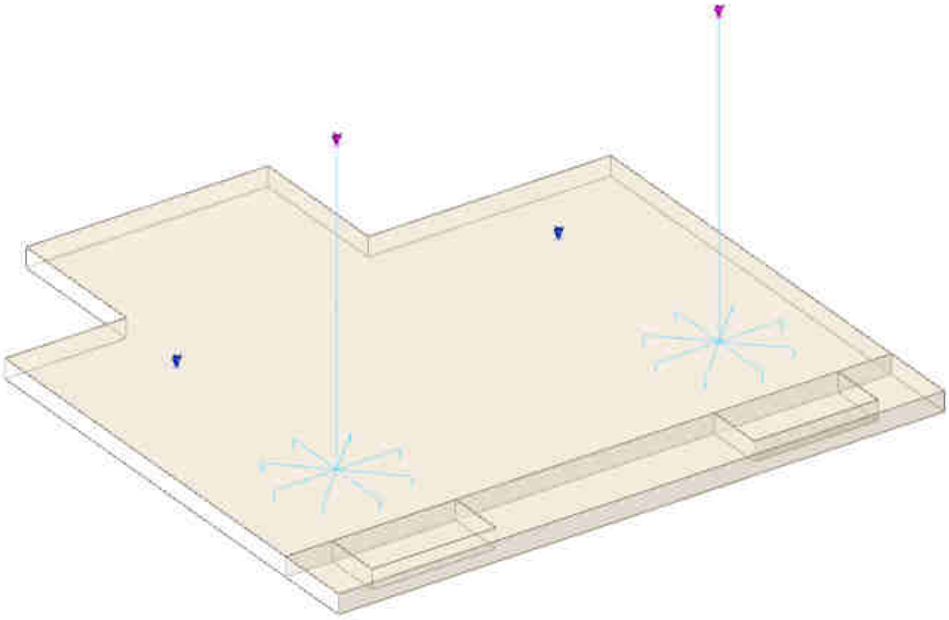
$$Wk = 1{,}7\ \varepsilon_{sm}\ \Delta_{sm}$$

8.7 BASAMENTO SCRUBBER

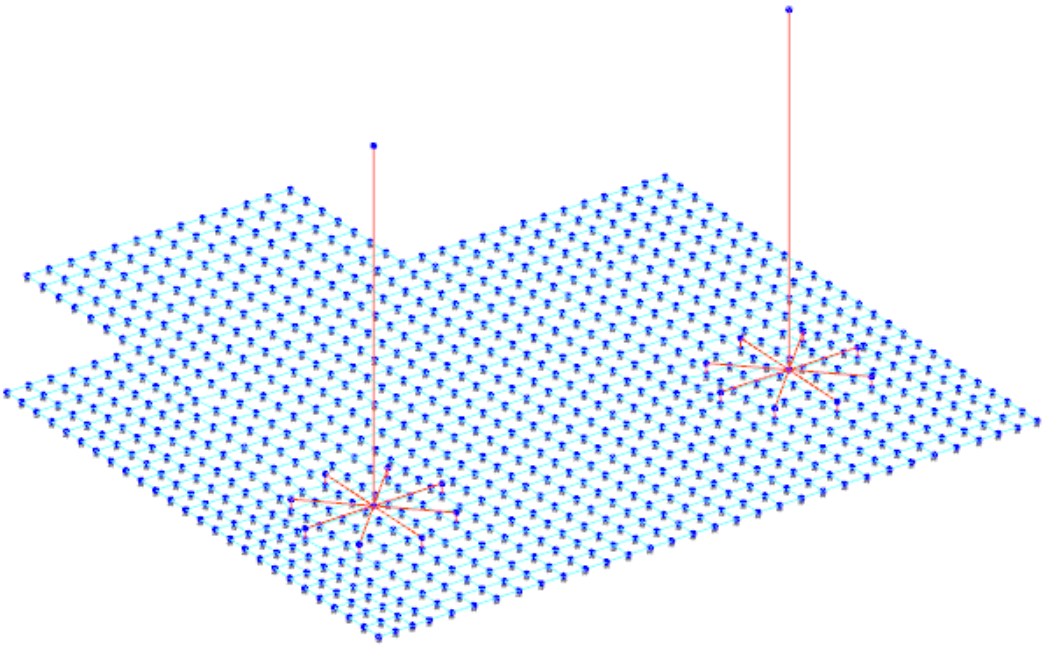
8.7.1 Schemi grafici riepilogativi

MODELLO DI CALCOLO ADOTTATO

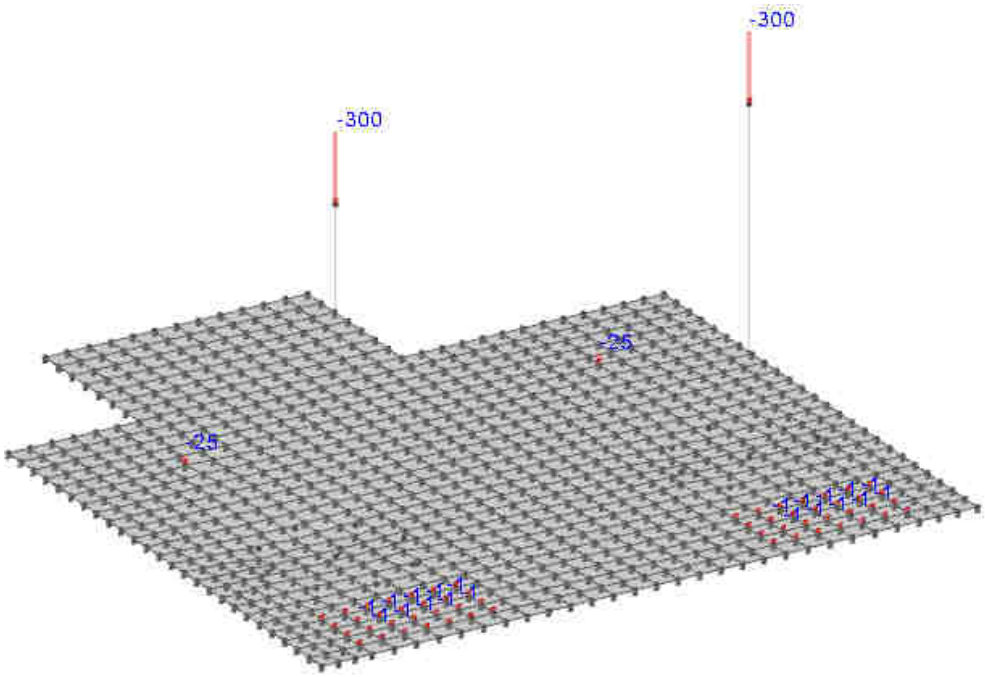
Vista assonometrica della geometria del modello



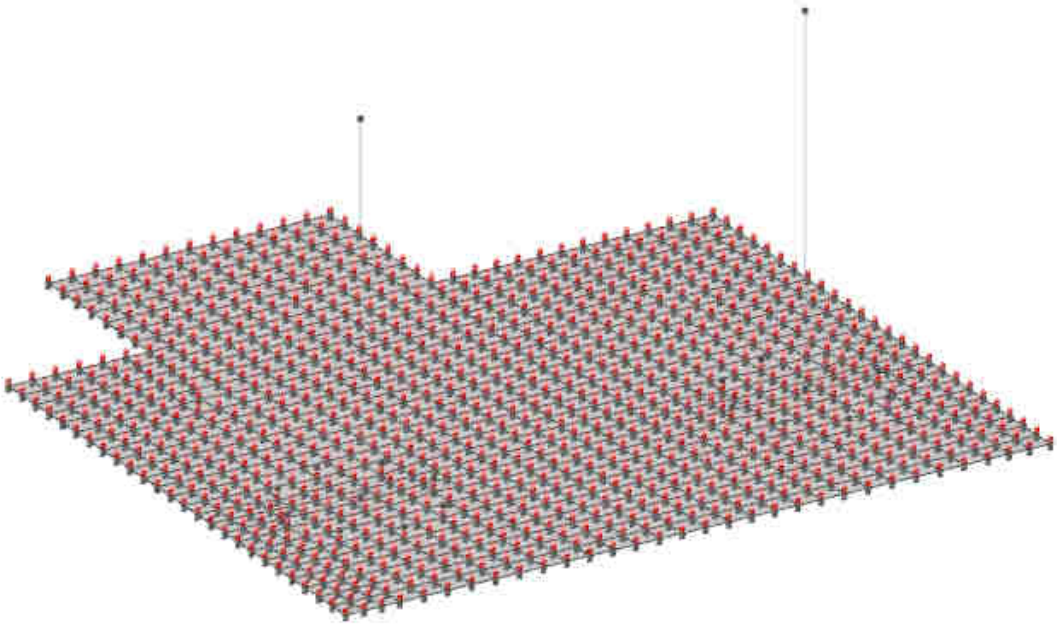
Modello agli elementi finiti



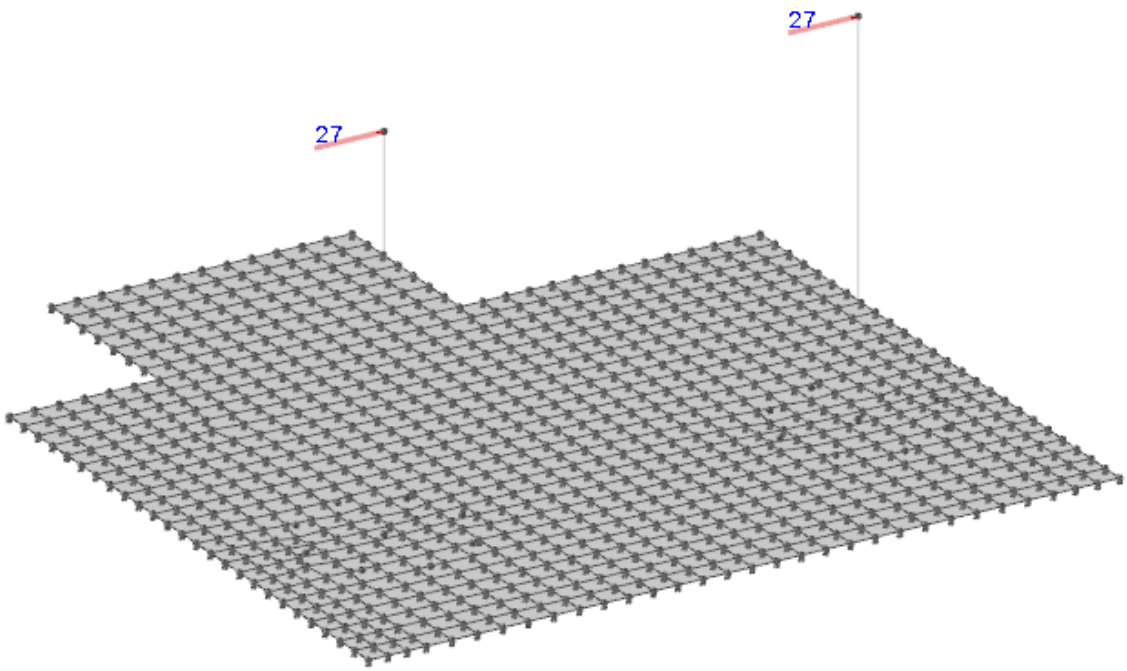
Carichi in condizione permanenti portati



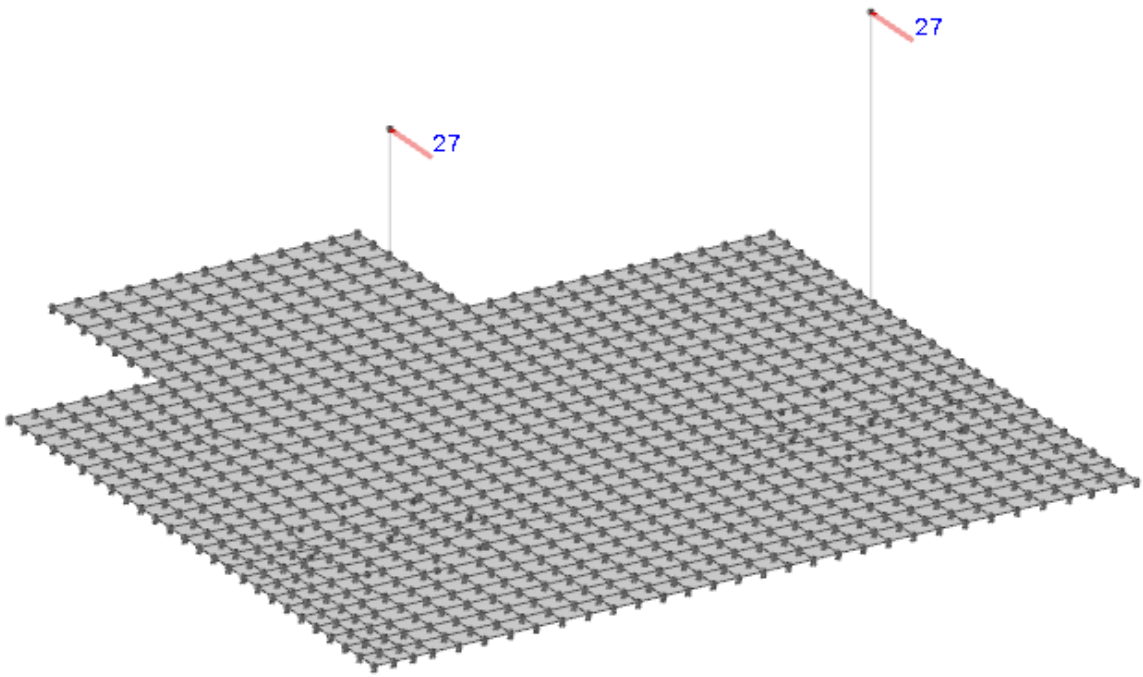
Carichi in condizione variabile E



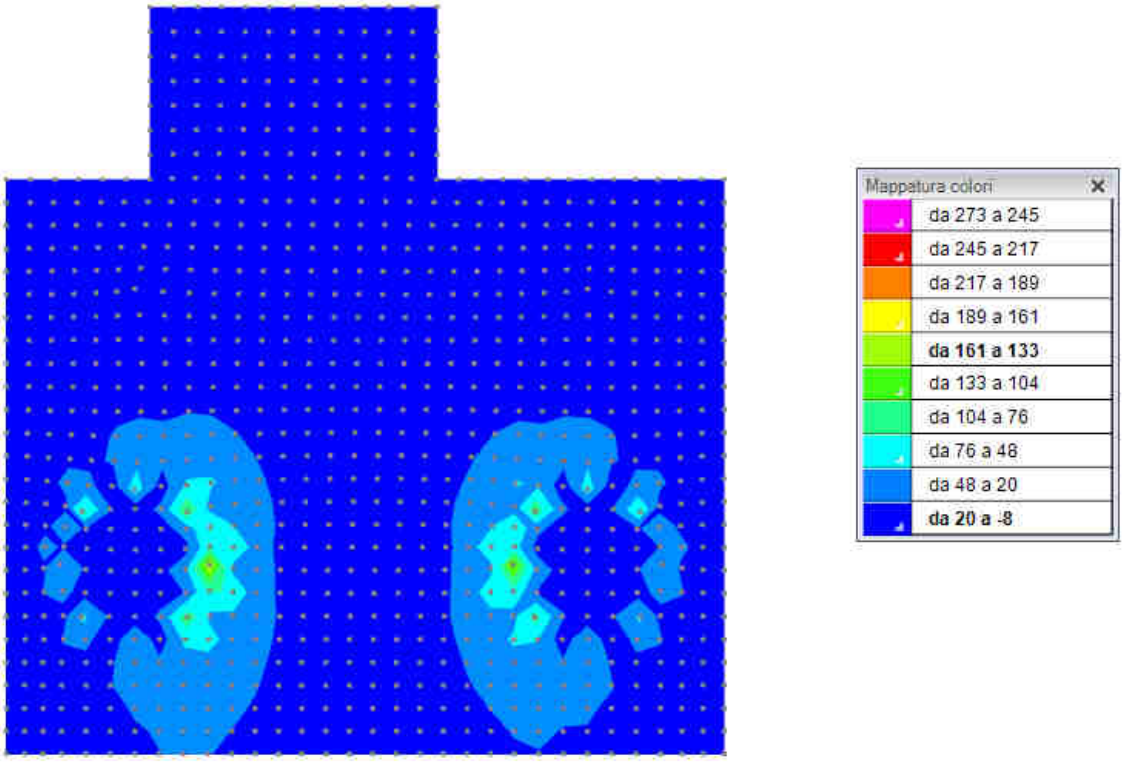
Carichi in condizione vento X+



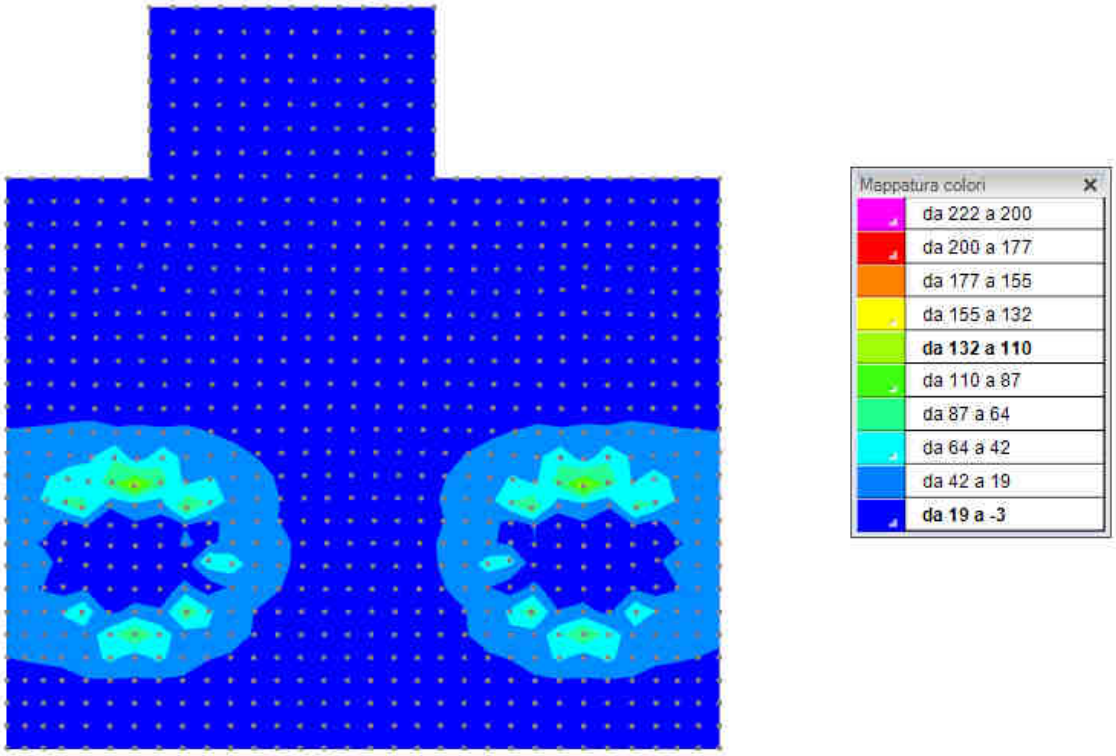
Carichi in condizione vento Y+



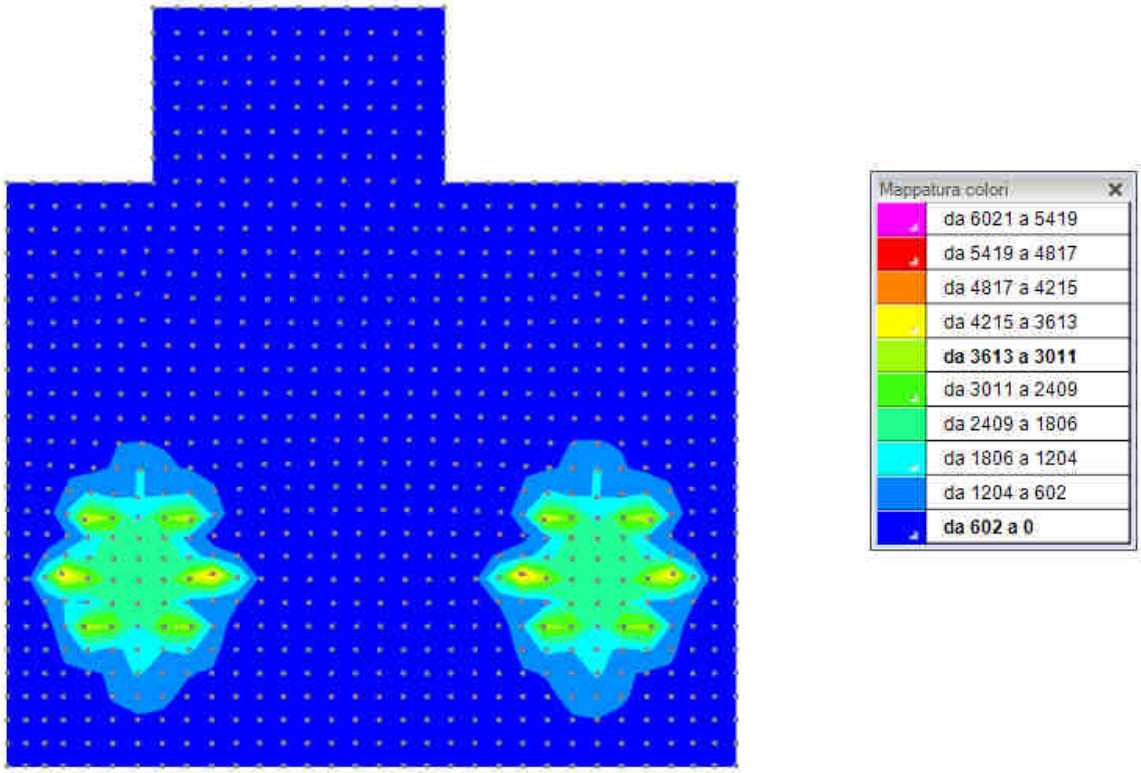
Sollecitazioni Mxx massime [kNm]



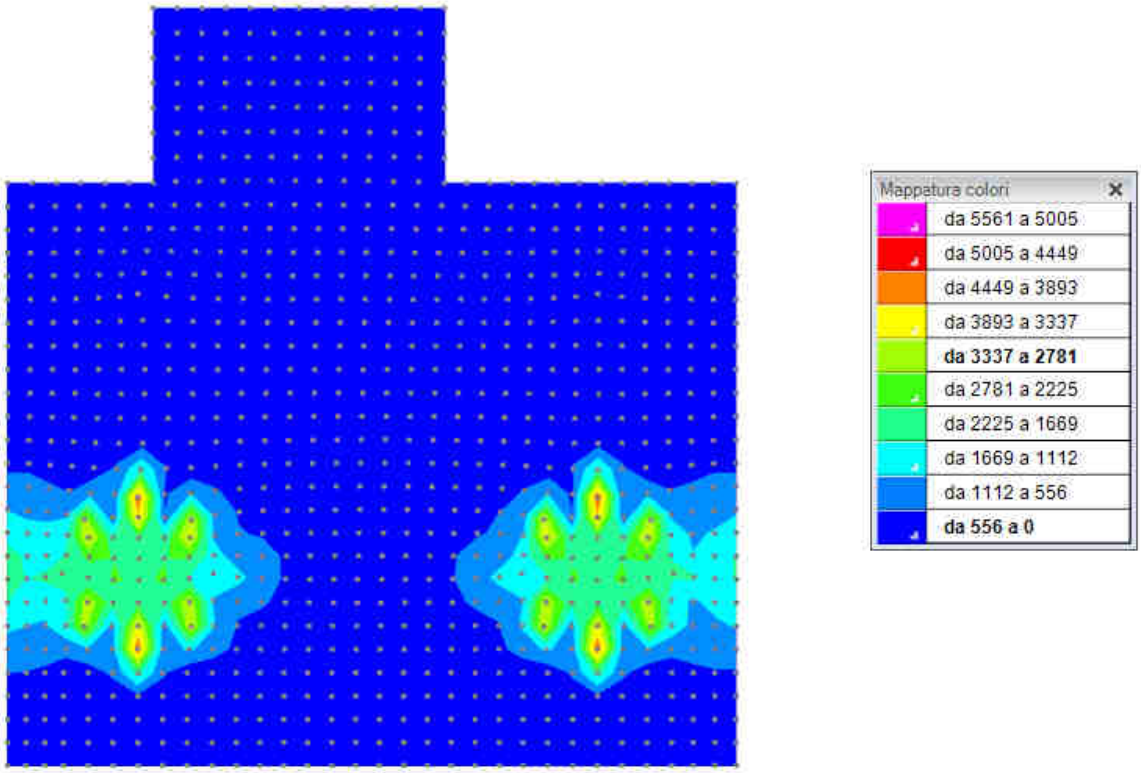
Sollecitazioni Myy massime [kNm]



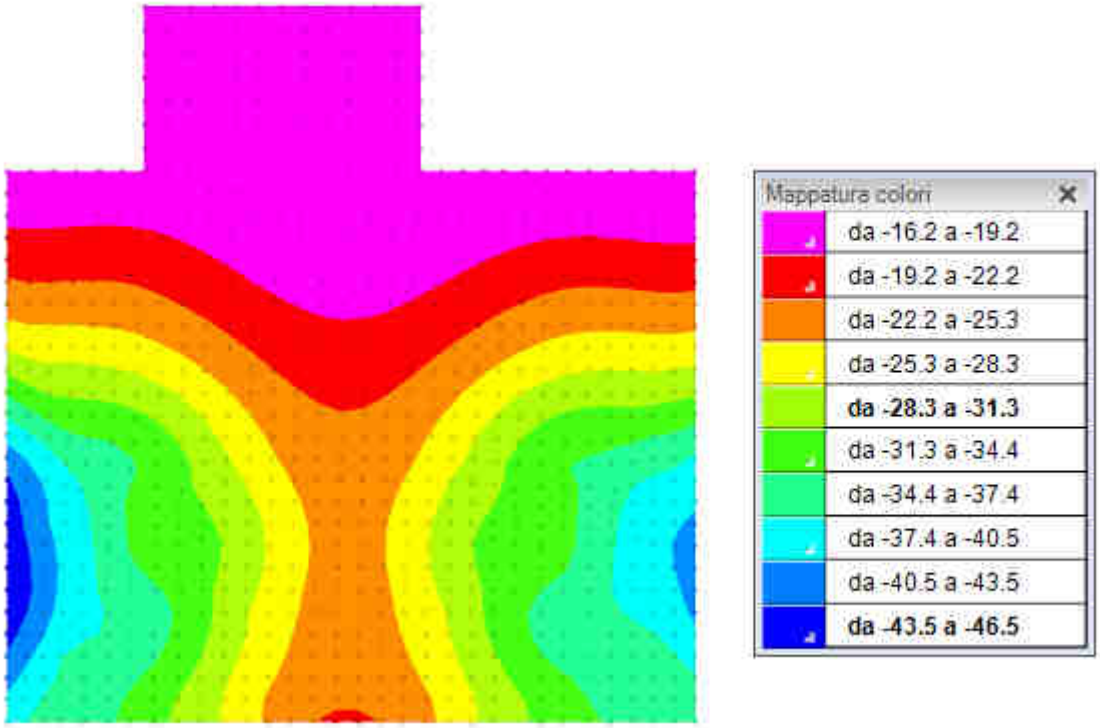
Sollecitazioni Vx massime



Sollecitazioni Vy massime



Pressioni terreno minime

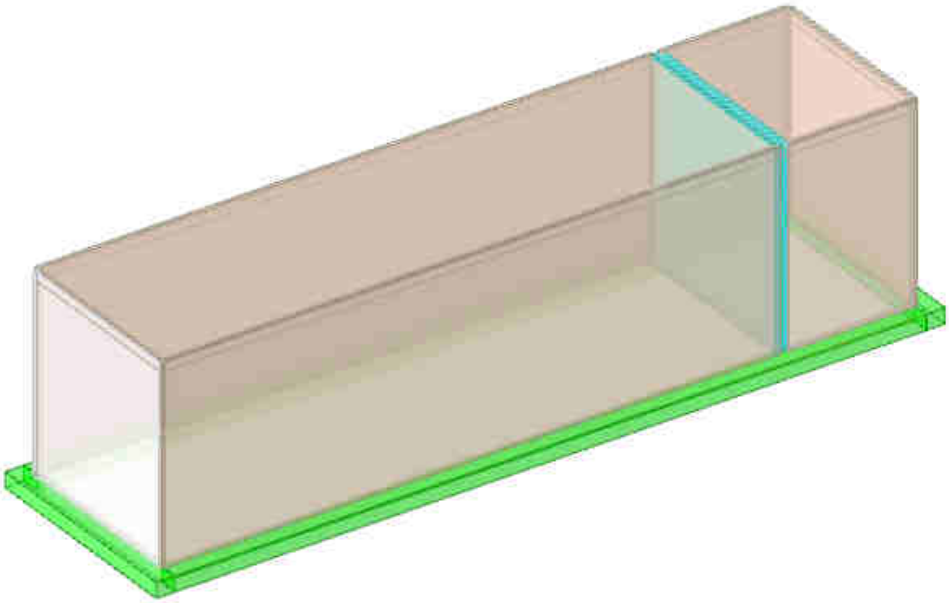


8.8 BASAMENTO LOCALI QE

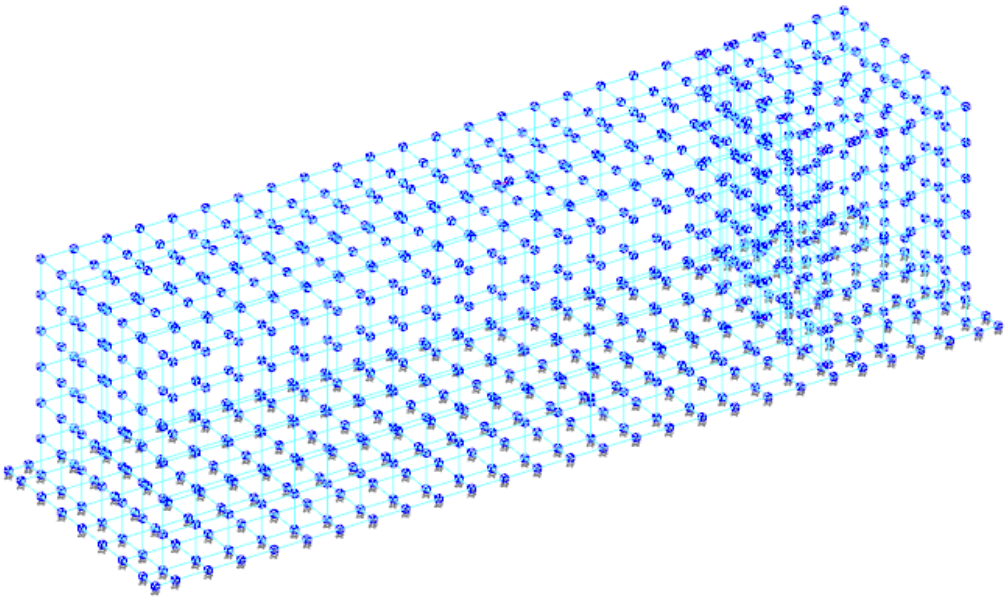
8.8.1 Schemi grafici riepilogativi

MODELLO DI CALCOLO ADOTTATO

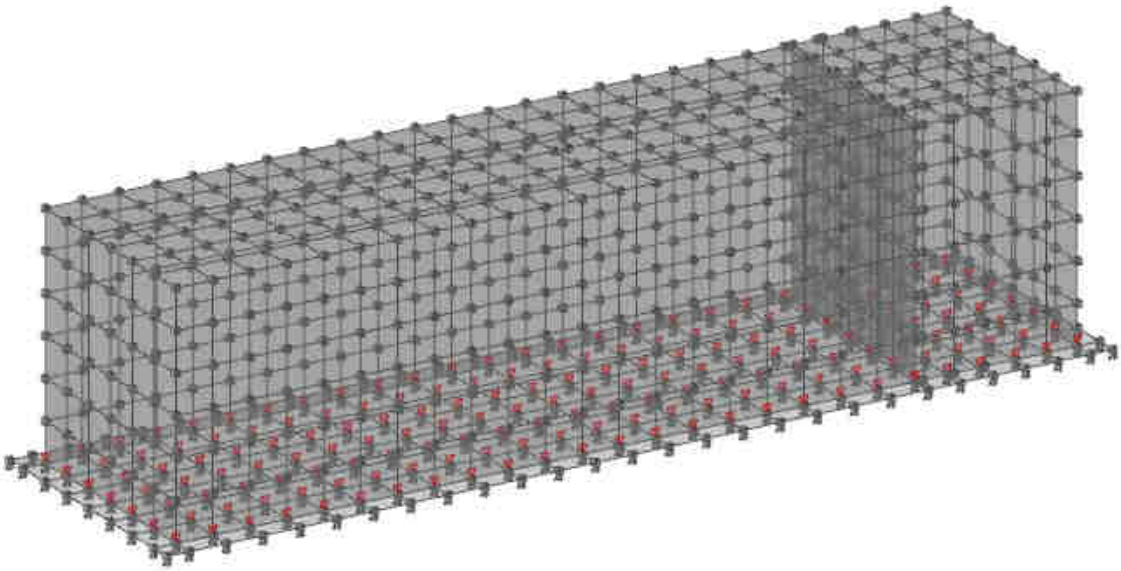
Vista assonometrica della geometria del modello



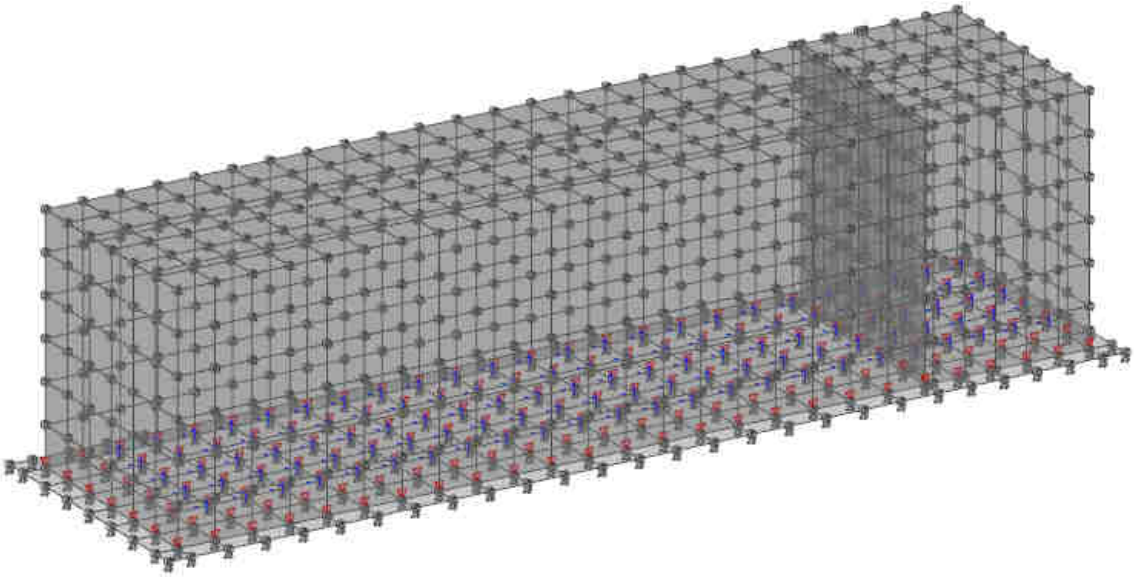
Modello agli elementi finiti



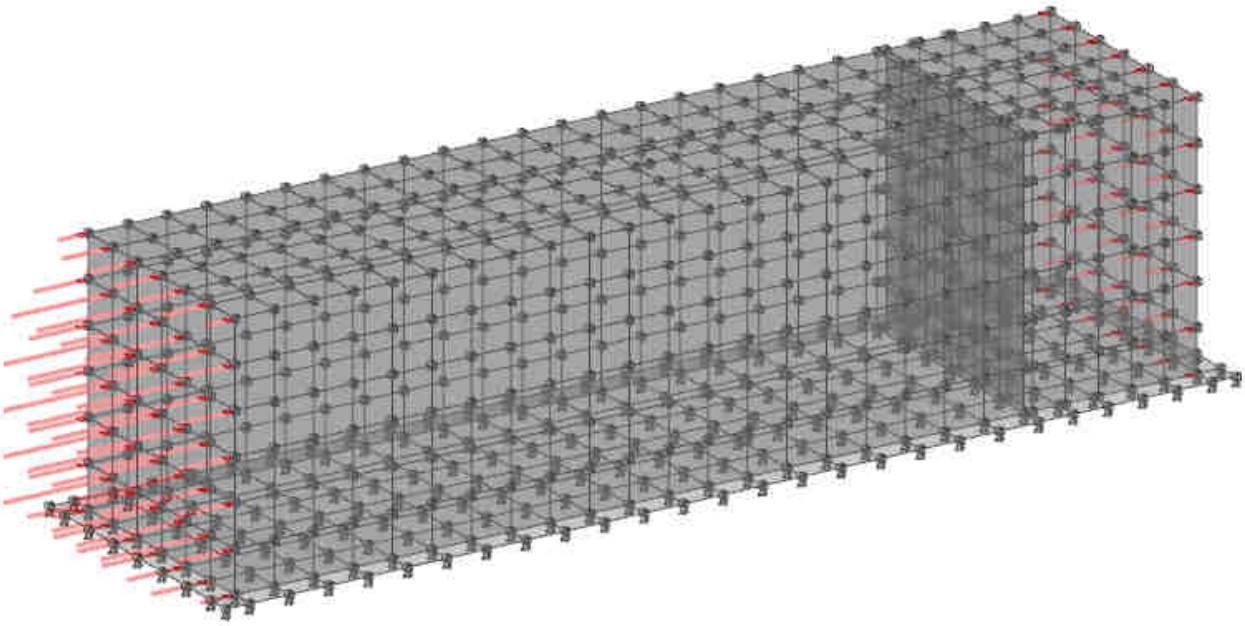
Carichi in condizione permanenti portati



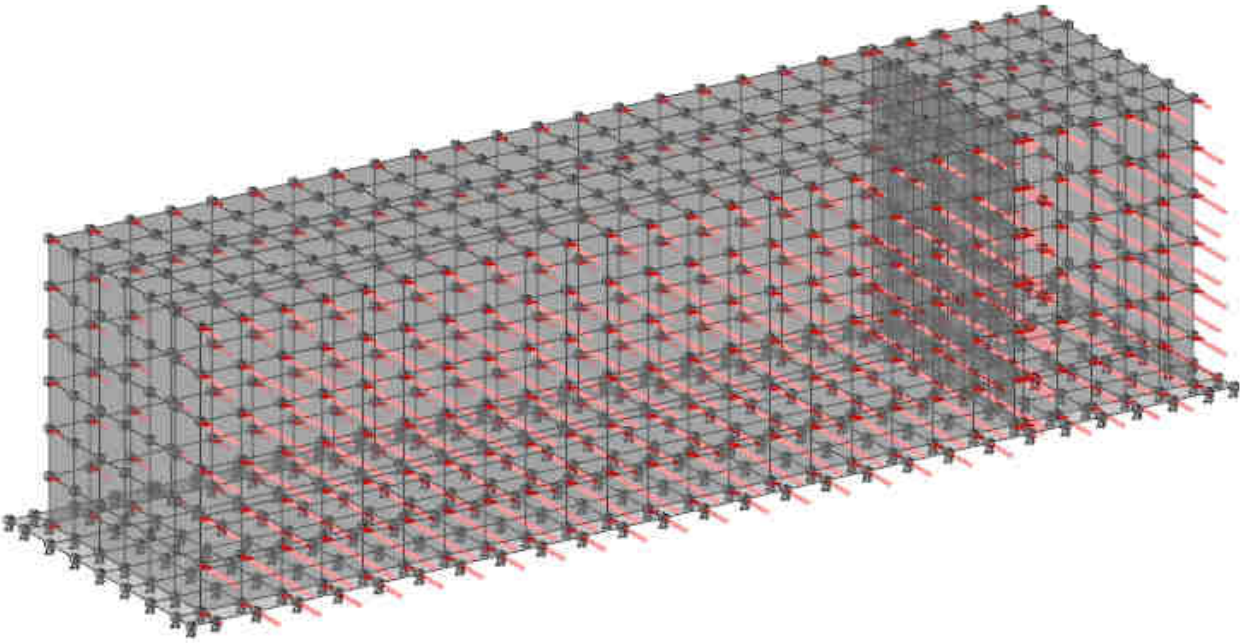
Carichi in condizione variabile E



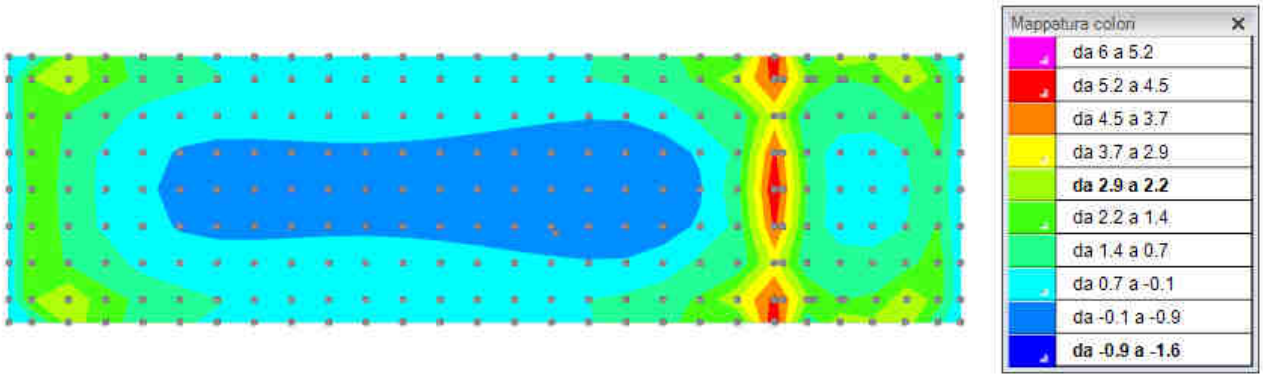
Carichi in condizione vento X+



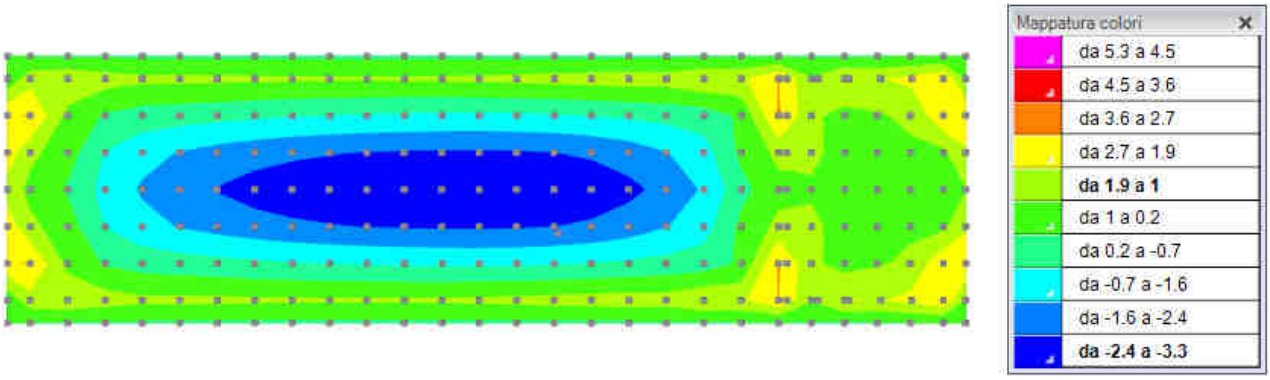
Carichi in condizione vento Y+



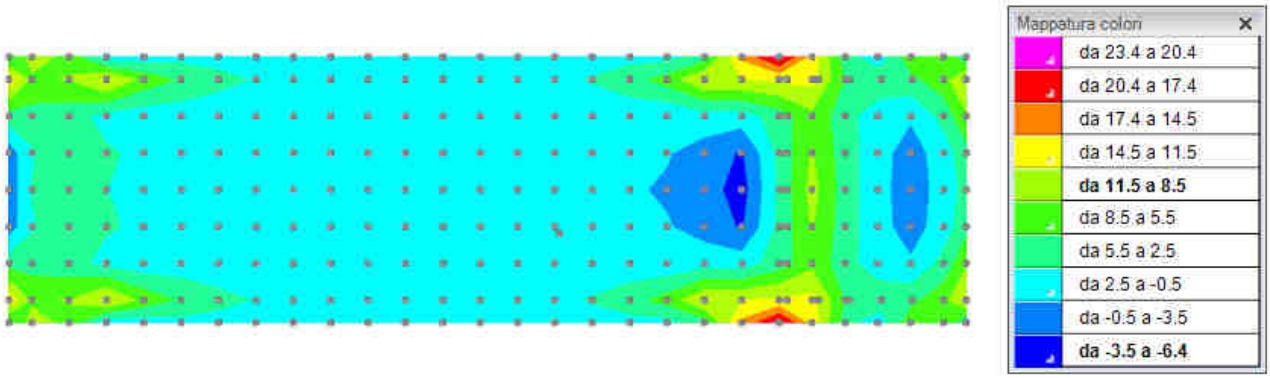
Sollecitazioni Mxx massime [kNm]



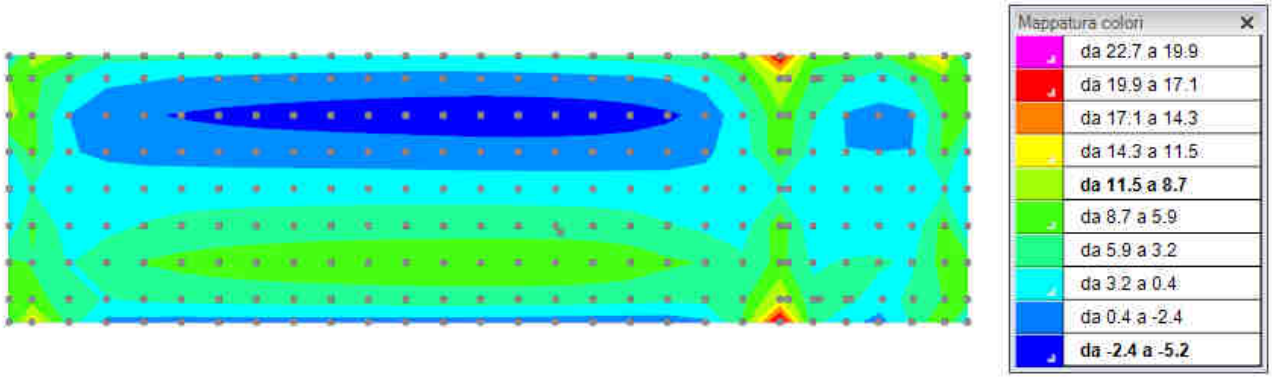
Sollecitazioni Myy massime [kNm]



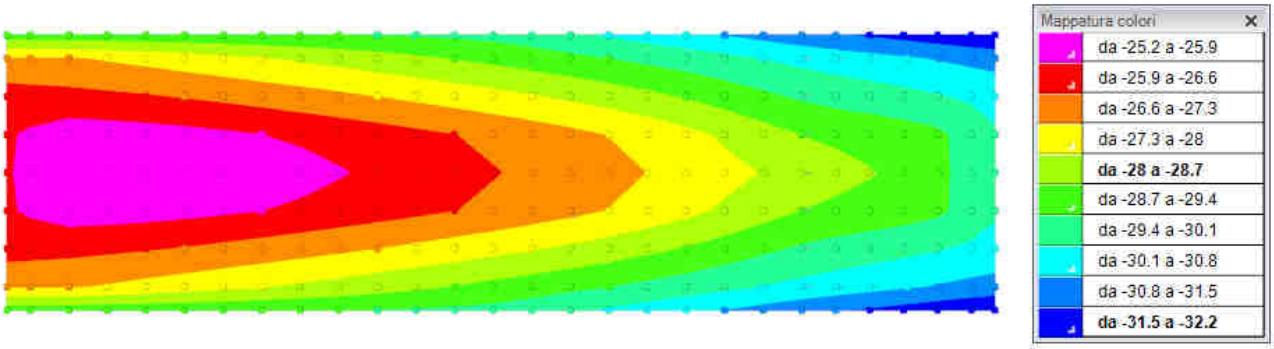
Sollecitazioni Vx massime



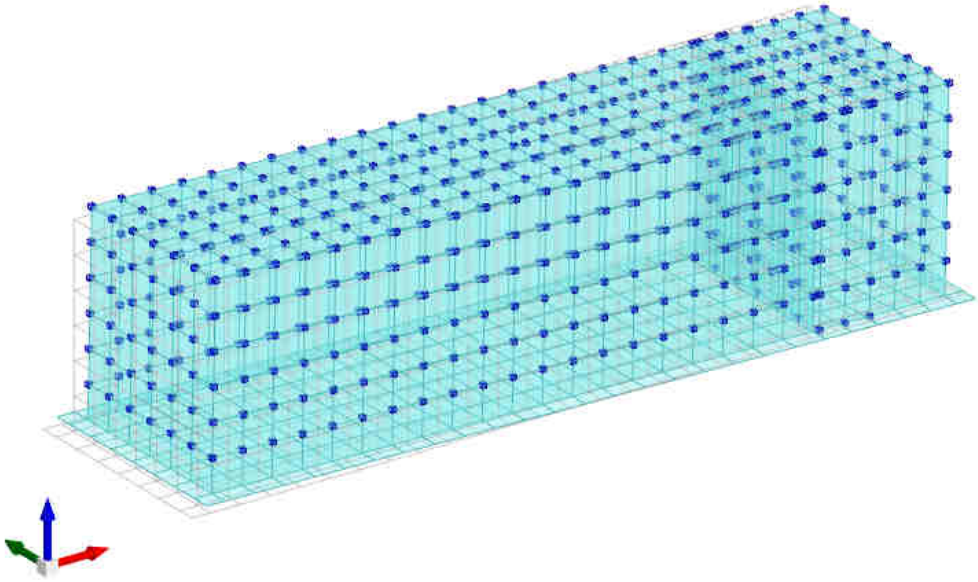
Sollecitazioni Vy massime



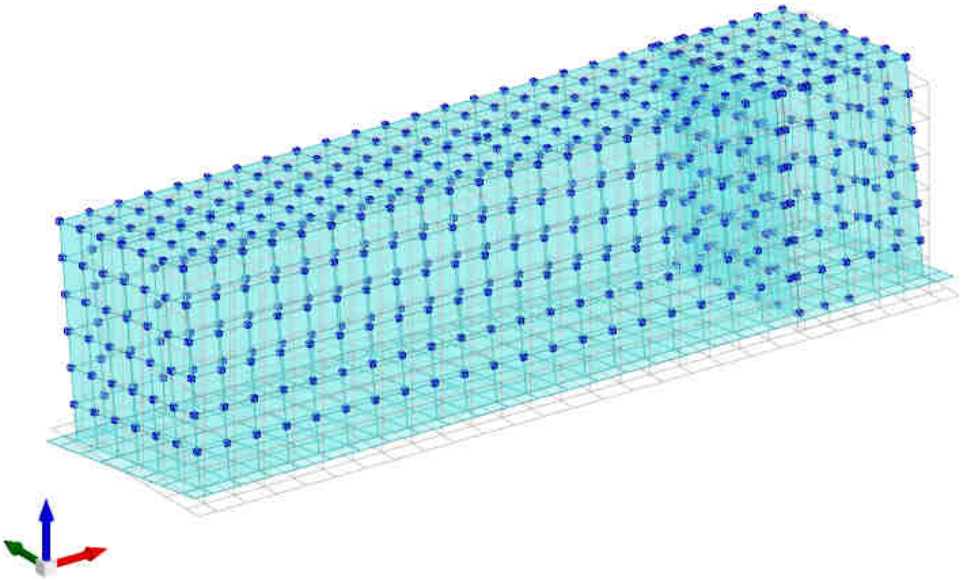
Pressioni terreno minime



Spostamenti sisma X SLV

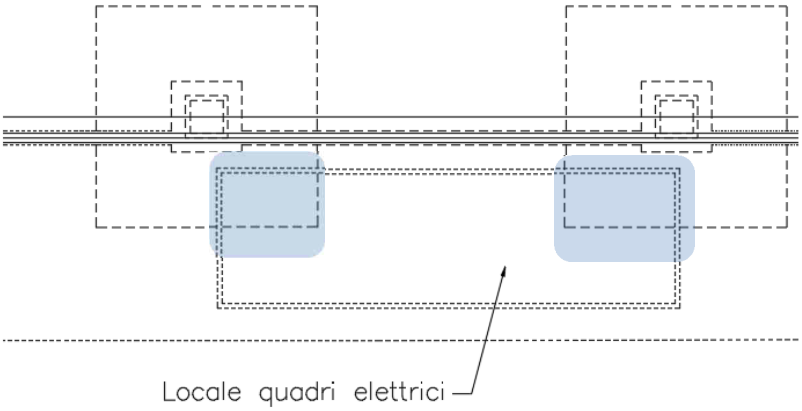


Spostamenti sisma Y SLV



8.8.2 Interazione locali QE e struttura esistente

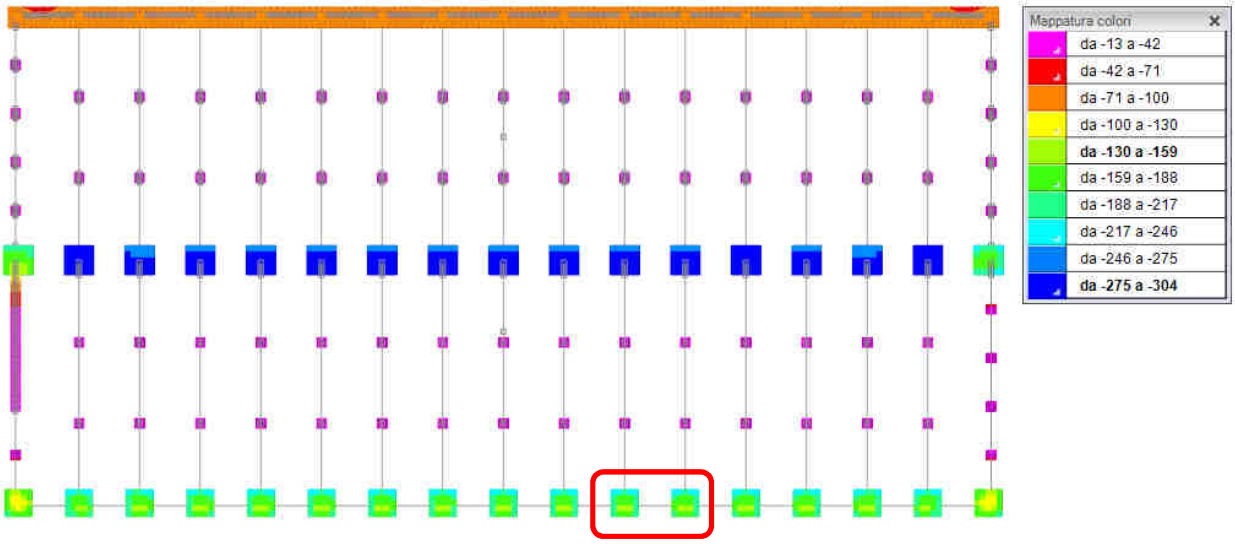
Le strutture di fondazione delle biocelle non interferiscono geometricamente con le fondazioni esistenti tuttavia si esaminano i punti di potenziale criticità nell'interazione tra le due strutture.



Individuazione zone critiche nell'interazione tra fondazioni locali QE e fondazioni esistenti

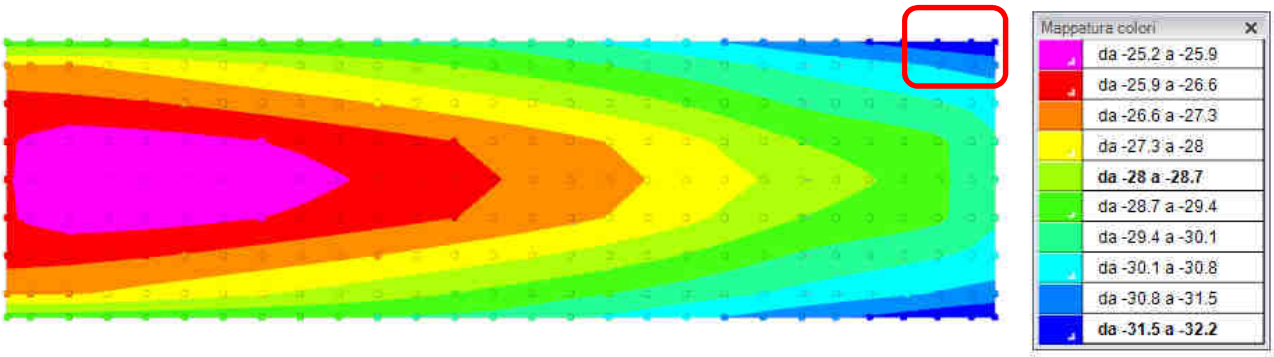
Carico limite

Per quanto concerne l'edificio esistente è stato realizzato un modello della struttura per coglierne il comportamento e per la valutazione delle massime pressioni esercitate in fondazione. Queste ultime sono schematicamente riportate di seguito:



Massime pressioni in fondazione struttura esistente [kN/m^2]

Le massime pressioni registrate in corrispondenza dei plinti di interesse hanno valore pari a circa 200 kN/m^2. In prossimità di tale plinto, la pressione esercitata sul terreno dal nuovo basamento dei locali QE è pari a circa 32 kN/m^2:



Massime pressioni in fondazione basamento locali QE [kN/m^2]

Cautelativamente si assume che la pressione totale massima sia pari a:

200 kN/m^2 + 32 kN/m^2 = 232 kN/m^2

Si calcola quindi il carico limite di progetto per il plinto in esame:

CARATTERISTICHE FONDAZIONE

B=	4.90	m	Base
L=	4.90	m	Lunghezza
H=	0.60	m	Altezza
D=	2.45	m	Profondità piano di posa
α=	0	°	Inclinazione del piano di posa

☐ Considera peso proprio fondazione

γ_p=	25.00	kN/m^3	Peso per unità di volume fondazione
P_p=	0.00	kN	Peso proprio plinto

AZIONI DALLA BASE DELLA FONDAZIONE

☐ Considera momenti di trasporto

F_{xd}=	0.00	kN	Forza di taglio in direzione X
F_{yd}=	0.00	kN	Forza di taglio in direzione Y
F_{zd}=	0.00	kN	Forza in direzione verticale (>0 se di compressione)
M_{xd}=	0.00	kNm	Momento in direzione X
M_{yd}=	0.00	kNm	Momento in direzione Y
V=	0.00	kN	Componente verticale del carico
H=	0.00	kN	Componente orizzontale del carico
θ_V=	0.00	°	Inclinazione del carico rispetto alla verticale
θ_H=	90.00	°	Inclinazione del carico orizzontale rispetto alla direzione della lunghezza
e_x=	0.00	m	Eccentricità in direzione X
e_y=	0.00	m	Eccentricità in direzione Y

AZIONI DALLA BASE DELLA FONDAZIONE

☐ Considera momenti di trasporto

F_{xd}=	0.00	kN	Forza di taglio in direzione X
F_{yd}=	0.00	kN	Forza di taglio in direzione Y
F_{zd}=	0.00	kN	Forza in direzione verticale (>0 se di compressione)
M_{xd}=	0.00	kNm	Momento in direzione X
M_{yd}=	0.00	kNm	Momento in direzione Y
V=	0.00	kN	Componente verticale del carico
H=	0.00	kN	Componente orizzontale del carico
θ_V=	0.00	°	Inclinazione del carico rispetto alla verticale
θ_H=	90.00	°	Inclinazione del carico orizzontale rispetto alla direzione della lunghezza
e_x=	0.00	m	Eccentricità in direzione X
e_y=	0.00	m	Eccentricità in direzione Y

CARATTERISTICHE FONDAZIONE RIDOTTA

B'=	4.90	m	Base ridotta
L'=	4.90	m	Lunghezza ridotta
A'=	24.01		Area ridotta

PARAMETRI DEL TERRENO

γ=	16	kN/m³	Peso per unità di volume del terreno di fondazione
φ'=	24	°	Angolo di attrito
c'=	2	kN/m²	Coesione efficace
c_u=	0	kN/m²	Coesione non drenata
γ_r=	19	kN/m³	Peso per unità di volume del terreno di riempimento laterale
K_p=	2.371		Coefficiente di spinta passiva
q=	46.55	kN/m²	Pressione litostatica alla profondità del piano di posa

PARAMETRI DI PORTANZA DELLA FONDAZIONE (BRINCH-HANSEN)

k=	0.50	Fattore di profondità
m_B=	1.50	Parametro di forma per carico agente in direzione della base
m_L=	1.50	Parametro di forma per carico agente in direzione della lunghezza
m=	1.50	Parametro di forma complessivo
N_c=	19.32	Fattori di capacità portante
N_q=	9.60	
N_γ=	7.66	
s_c=	1.45	Fattori di forma
s_q=	1.41	
s_γ=	0.70	
b_c=	1.00	Fattori di inclinazione del piano di posa
b_q=	1.00	
b_γ=	1.00	
i_c=	1.00	Fattori di inclinazione del carico
i_q=	1.00	
i_γ=	1.00	

PRESSIONI LIMITE ED AMMISSIBILI

Condizioni drenate

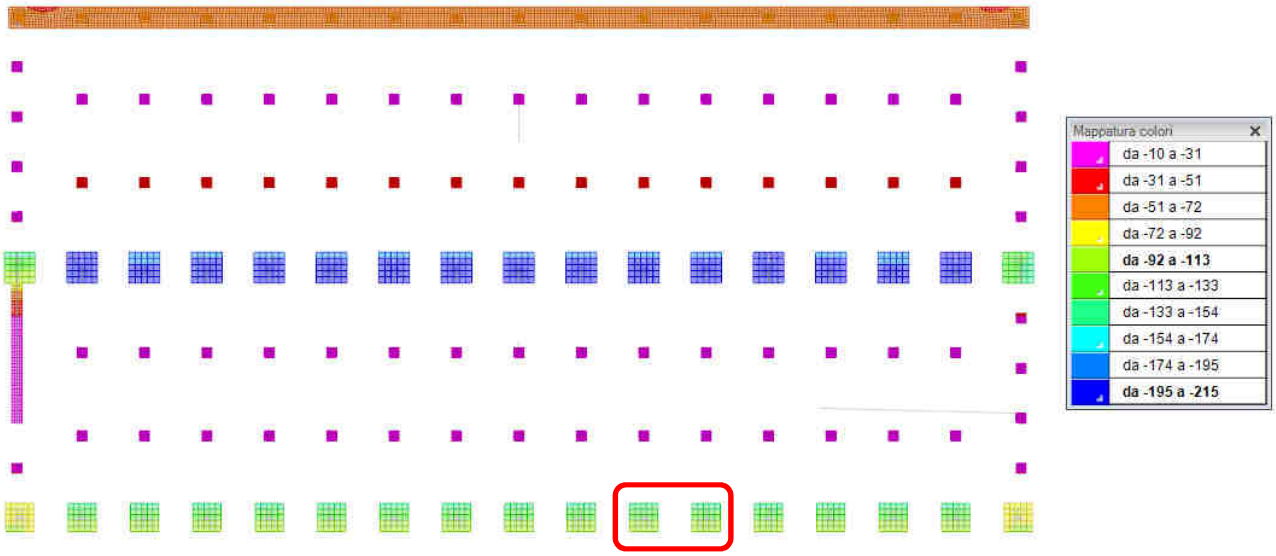
F.S.=	2.3		Fattore di sicurezza
q_{LIM}=	895.275	kN/m²	Pressione limite
$q_{R,D}$=	389.25	kN/m²	Pressione resistente di progetto

Poiché la pressione massima agente risulta inferiore al carico limite di progetto del plinto, si può concludere che la verifica della capacità portante del complesso terreno-fondazione esistente è comunque soddisfatta anche con l'incremento di carico esercitato dalla realizzazione della nuova struttura.

Cedimenti

Il calcolo dei cedimenti viene effettuato con riferimento al valore caratteristico delle azioni e delle resistenze del terreno (cfr. NTC 2018 - C6.2.4.3).

In tali condizioni le massime pressioni esercitate dalla struttura esistente sul terreno sono rappresentate graficamente di seguito.



Pressioni in fondazione struttura esistente in fase di esercizio [kN/m^2]

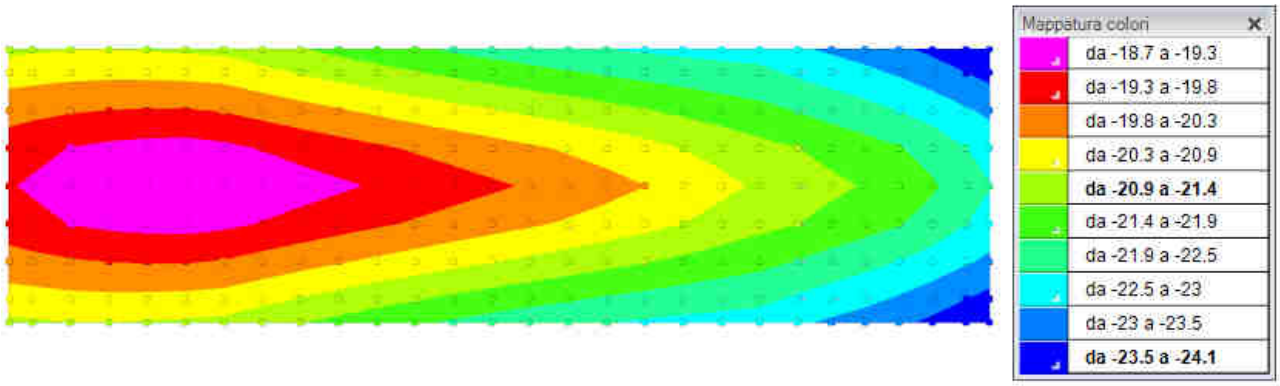
La pressione massima sul plinto è assunta pari a 150 kN/m^2.

In fase di costruzione, assunto che lo scavo per la realizzazione del plinto abbia raggiunto una profondità media di 3.5 m, si è verificato uno scarico tensionale pari a:

$\Delta p_{scavo,esistente}$ = 19.0 x 3.5 = 66.5 kN/m²

Per la realizzazione del locale QE invece si prevede di realizzare uno scavo di profondità media pari a 0.2 m, il che produrrebbe uno scarico tensionale pari a 19 x 0.2 = 3.8 kN/m^2.

La pressione esercitata dal basamento locale QE è invece quella di seguito riportata:



Pressioni in fondazione locale QE in fase di esercizio [kN/m^2]

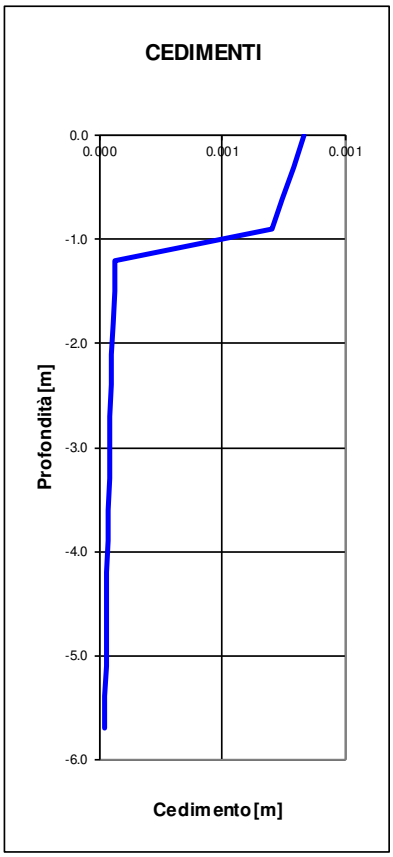
Il cedimento assoluto prima della costruzione locale QE è calcolato come segue:

Dati di carico

B=	4.90	m	Base rettangolo
L=	4.90	m	Altezza rettangolo
q_{tot}=	150	kN/m^2	Sovraccarico lordo
q_{sca}=	66.5	kN/m^2	Scarico tensionale
q=	83.5	kN/m^2	Incremento tensionale netto
S_{ced}=	6	m	Spessore dello strato di terreno per il calcolo del cedimento

Strato [-]	s_i [m]	E_i [kN/m^2]	z_i [m]	$\Delta\sigma_i$ [kN/m^2]	δ_i [m]
1	0.30	30000	0.00	83.50	0.001
2	0.30	30000	0.30	79.09	0.001
3	0.30	30000	0.60	74.72	0.001
4	0.30	30000	0.90	70.41	0.001
5	0.30	300000	1.20	66.20	0.000
6	0.30	300000	1.50	62.12	0.000
7	0.30	300000	1.80	58.18	0.000
8	0.30	300000	2.10	54.40	0.000
9	0.30	300000	2.40	50.82	0.000
10	0.30	300000	2.70	47.42	0.000
11	0.30	300000	3.00	44.22	0.000
12	0.30	300000	3.30	41.23	0.000
13	0.30	300000	3.60	38.43	0.000
14	0.30	300000	3.90	35.83	0.000
15	0.30	300000	4.20	33.42	0.000
16	0.30	300000	4.50	31.19	0.000
17	0.30	300000	4.80	29.12	0.000
18	0.30	300000	5.10	27.22	0.000
19	0.30	300000	5.40	25.46	0.000
20	0.30	300000	5.70	23.84	0.000

CEDIMENTO TOTALE δ_{tot}= 0.0037 m



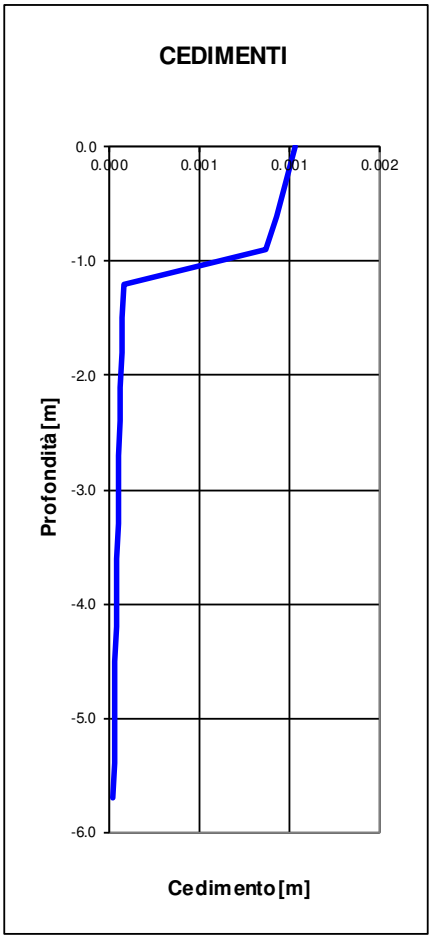
A seguito della costruzione del locale QE, il cedimento assoluto totale ammonta a:

Dati di carico

B=	4.90	m	Base rettangolo
L=	4.90	m	Altezza rettangolo
q_{tot}=	174.1	kN/m^2	Sovraccarico lordo
q_{sca}=	70.3	kN/m^2	Scarico tensionale
q=	103.8	kN/m^2	Incremento tensionale netto
S_{ced}=	6	m	Spessore dello strato di terreno per il calcolo del cedimento

Strato [-]	s_i [m]	E_i [kN/m^2]	z_i [m]	$\Delta\sigma_i$ [kN/m^2]	δ_i [m]
1	0.30	30000	0.00	103.80	0.001
2	0.30	30000	0.30	98.32	0.001
3	0.30	30000	0.60	92.89	0.001
4	0.30	30000	0.90	87.53	0.001
5	0.30	300000	1.20	82.30	0.000
6	0.30	300000	1.50	77.22	0.000
7	0.30	300000	1.80	72.32	0.000
8	0.30	300000	2.10	67.63	0.000
9	0.30	300000	2.40	63.17	0.000
10	0.30	300000	2.70	58.95	0.000
11	0.30	300000	3.00	54.98	0.000
12	0.30	300000	3.30	51.25	0.000
13	0.30	300000	3.60	47.78	0.000
14	0.30	300000	3.90	44.55	0.000
15	0.30	300000	4.20	41.55	0.000
16	0.30	300000	4.50	38.77	0.000
17	0.30	300000	4.80	36.20	0.000
18	0.30	300000	5.10	33.84	0.000
19	0.30	300000	5.40	31.65	0.000
20	0.30	300000	5.70	29.63	0.000

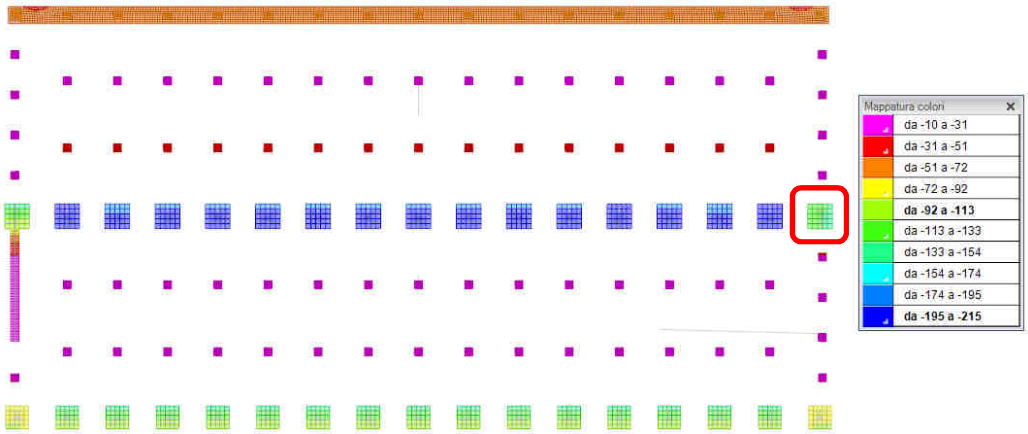
CEDIMENTO TOTALE δ_{tot}= 0.0047 m



L'aumento di cedimento è quindi ritenuto ragionevolmente contenuto e comunque in valore assoluto inferiore a quanto indicato da Sowers (Geotecnica e tecnica delle fondazioni vol. 2 – Carlo Cestelli Guidi – Ed. Hoepli) per i cedimenti massimi ammissibili delle strutture intelaiate in calcestruzzo armato, in relazione alla loro funzionalità in esercizio:

$\Delta_{w,adm}$ = 2 – 10 cm, cedimento assoluto ammissibile

Per quanto riguarda il cedimento minimo, individuabile nelle aree a minor pressione, si considera il plinto evidenziato:



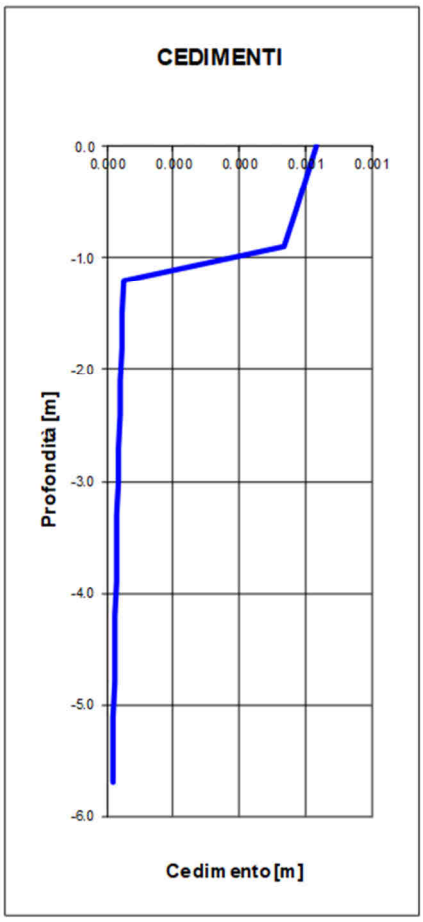
Il valore di pressione è pari a 130 kN/m^2 e, considerato il valore dello scarico tensionale prodotto dallo scavo, il cedimento è pari a:

Dati di carico

B=	4.90	m	Base rettangolo
L=	4.90	m	Altezza rettangolo
q_{tot}=	130	kN/m^2	Sovraccarico lordo
q_{sca}=	66.5	kN/m^2	Scarico tensionale
q=	63.5	kN/m^2	Incremento tensionale netto
S_{ced}=	6	m	Spessore dello strato di terreno per il calcolo del cedimento

Strato [-]	s_i [m]	E_i [kN/m^2]	z_i [m]	$\Delta\sigma_i$ [kN/m^2]	δ_i [m]
1	0.30	30000	0.00	63.50	0.001
2	0.30	30000	0.30	60.15	0.001
3	0.30	30000	0.60	56.82	0.001
4	0.30	30000	0.90	53.55	0.001
5	0.30	300000	1.20	50.35	0.000
6	0.30	300000	1.50	47.24	0.000
7	0.30	300000	1.80	44.24	0.000
8	0.30	300000	2.10	41.37	0.000
9	0.30	300000	2.40	38.64	0.000
10	0.30	300000	2.70	36.06	0.000
11	0.30	300000	3.00	33.63	0.000
12	0.30	300000	3.30	31.35	0.000
13	0.30	300000	3.60	29.23	0.000
14	0.30	300000	3.90	27.25	0.000
15	0.30	300000	4.20	25.42	0.000
16	0.30	300000	4.50	23.72	0.000
17	0.30	300000	4.80	22.15	0.000
18	0.30	300000	5.10	20.70	0.000
19	0.30	300000	5.40	19.36	0.000
20	0.30	300000	5.70	18.13	0.000

CEDIMENTO TOTALE δ_{tot}= 0.0028 m



considerata la distanza tra i punti in esame, il valore in percentuale del cedimento relativo prima della costruzione del locale QE è pari a:

$w_{rel\%} = (w_{max} - w_{min}) / d = (3.7-2.8) / 72250 = 0.012$ ‰

a seguito della costruzione delle biocelle diventa:

$w_{rel\%} = (w_{max} - w_{min}) / d = (4.7-2.8) / 72250 = 0.026$ ‰

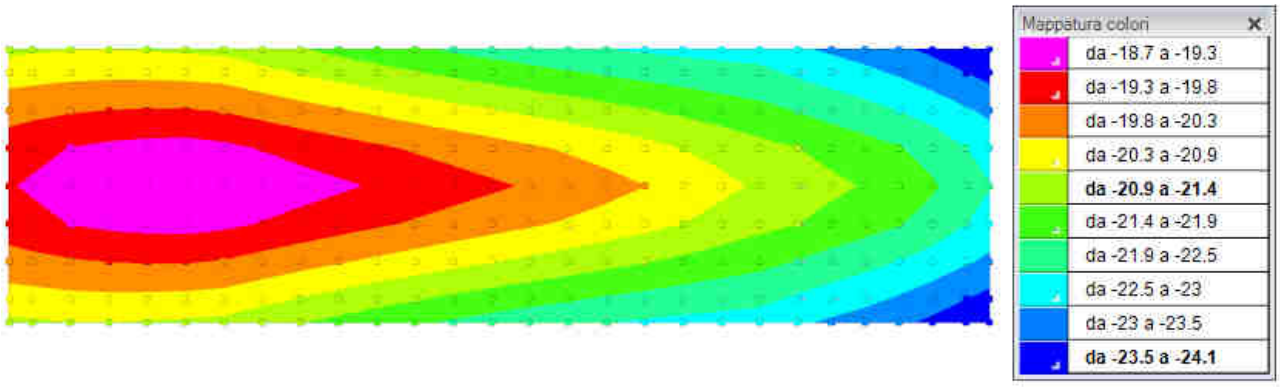
Secondo le indicazioni di Sowers (Geotecnica e tecnica delle fondazioni vol. 2 – Carlo Cestelli Guidi – Ed. Hoepli) per i cedimenti massimi ammissibili delle strutture intelaiate in calcestruzzo armato, in relazione alla loro funzionalità in esercizio, possono essere presi come riferimento i seguenti valori:

$\Delta_{w,adm}$ = 2 – 10 cm, cedimento assoluto ammissibile

$(\Delta w / d)_{,adm}$ = 2 – 4 ‰, cedimento relativo ammissibile

I cedimenti assoluti e differenziali del caso in esame sono inferiori ai limiti riportati in letteratura sia prima della costruzione del locale QE che dopo la sua realizzazione.

Si sottolinea inoltre come il locale QE sia ubicato in vicinanza del plenum 07. In ragione di tale posizione, incrementando il sovraccarico, il locale potrebbe contribuire ad aumentare la spinta agente sulle pareti più corte del manufatto.



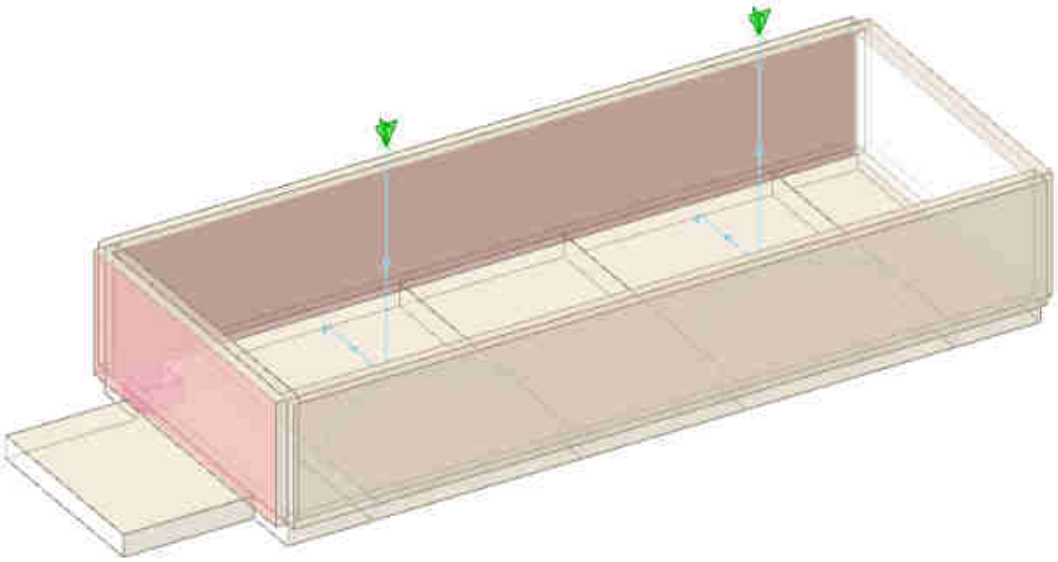
La media delle pressioni esercitate dal locale QE nelle condizioni di esercizio è circa pari a 20 kN/m^2. Data la vicinanza con la strada si ritiene che le pareti del manufatto siano state ragionevolmente progettate con un sovraccarico stradale circa pari a 20 kN/m^2, valore pari a quello esercitato dal locale QE. Per tale ragione si ritiene che la costruzione del locale non alteri significativamente la condizione di carico del plenum esistente.

8.9 BACINO DI CONTENIMENTO SERBATOI

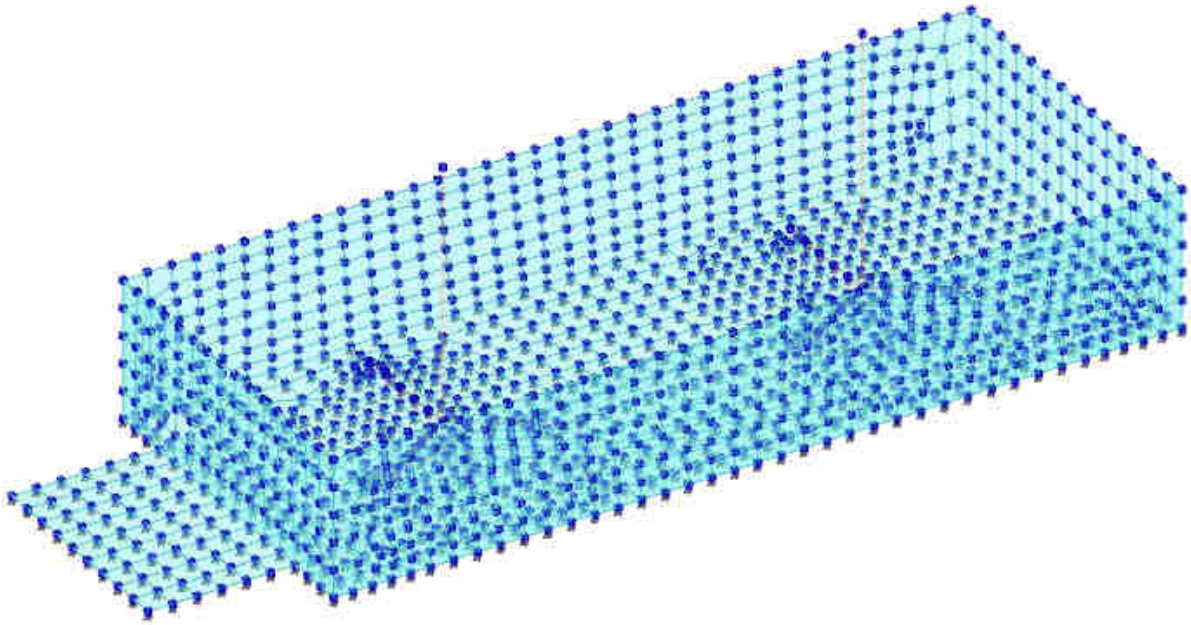
8.9.1 Schemi grafici riepilogativi

MODELLO DI CALCOLO ADOTTATO

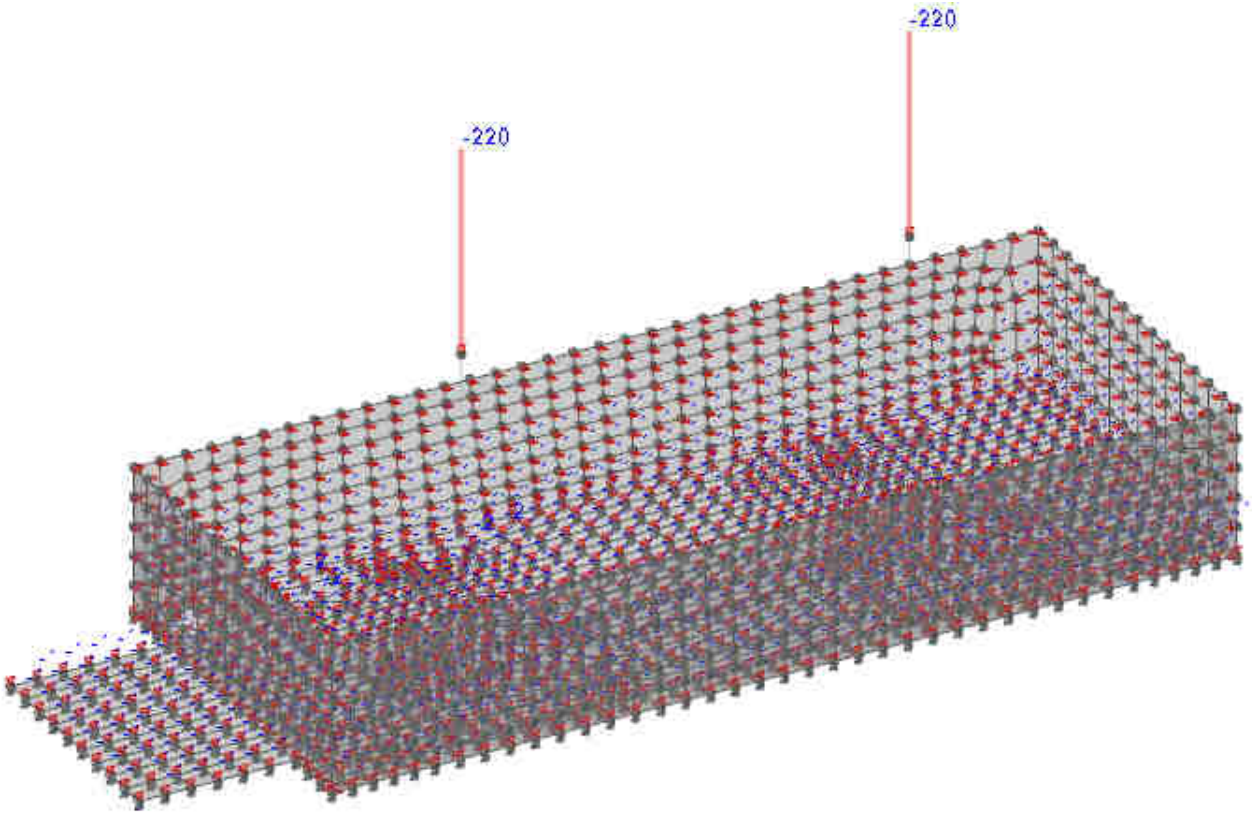
Vista assonometrica della geometria del modello



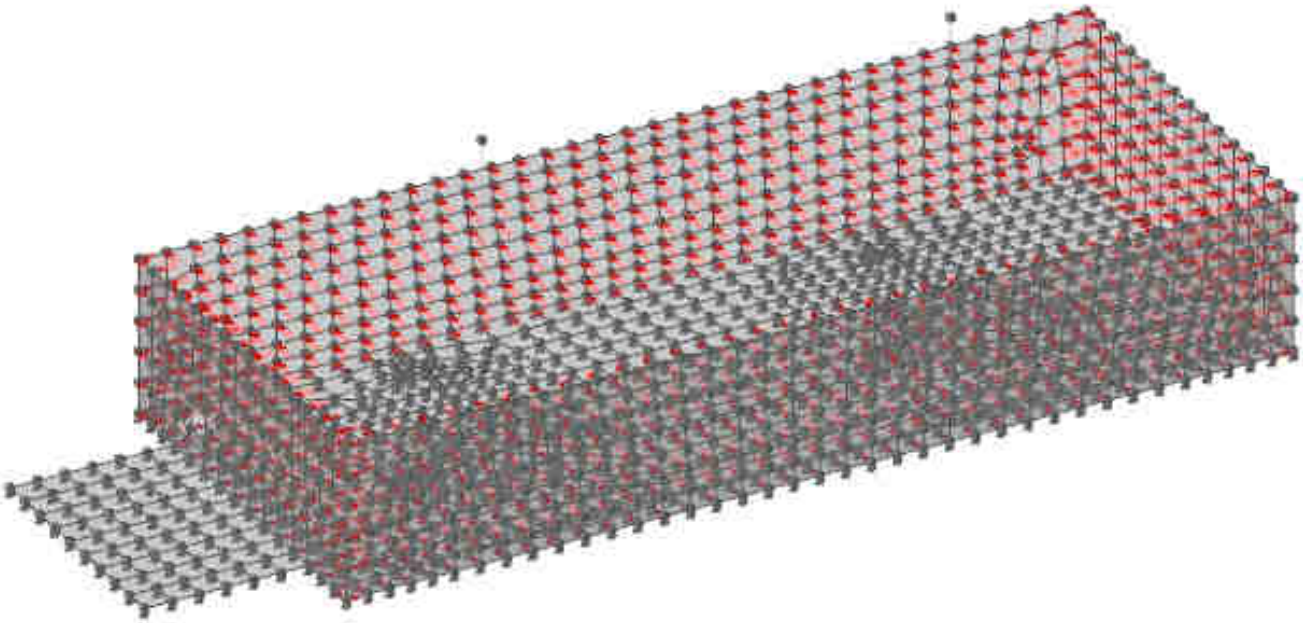
Modello agli elementi finiti



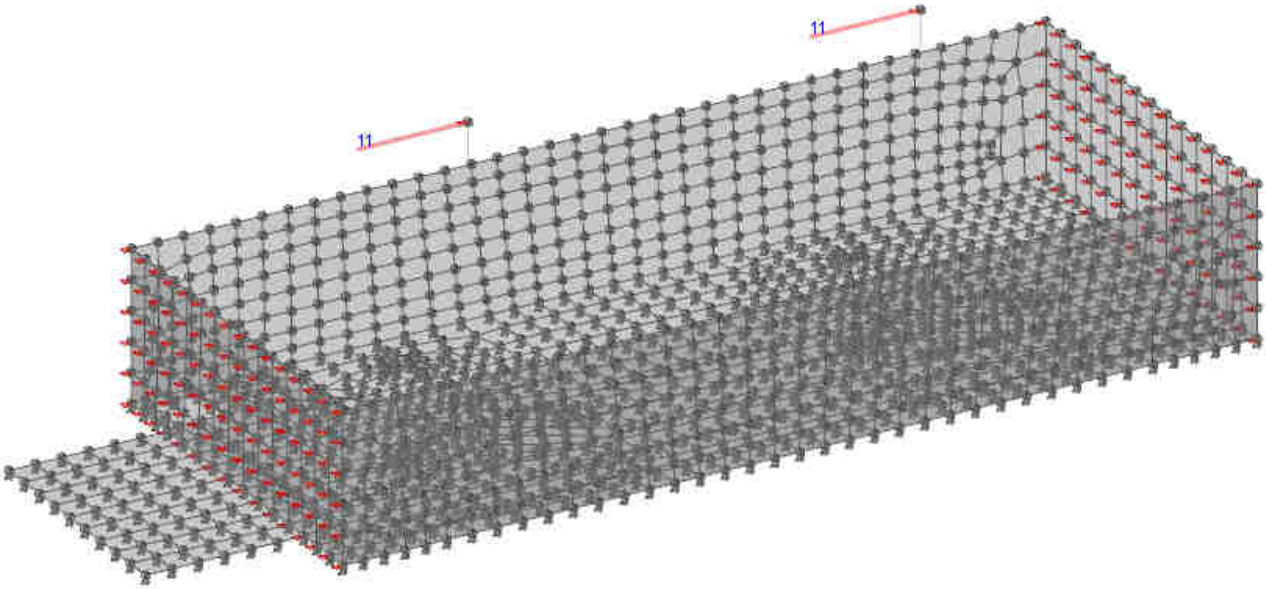
Carichi in condizione permanenti portati



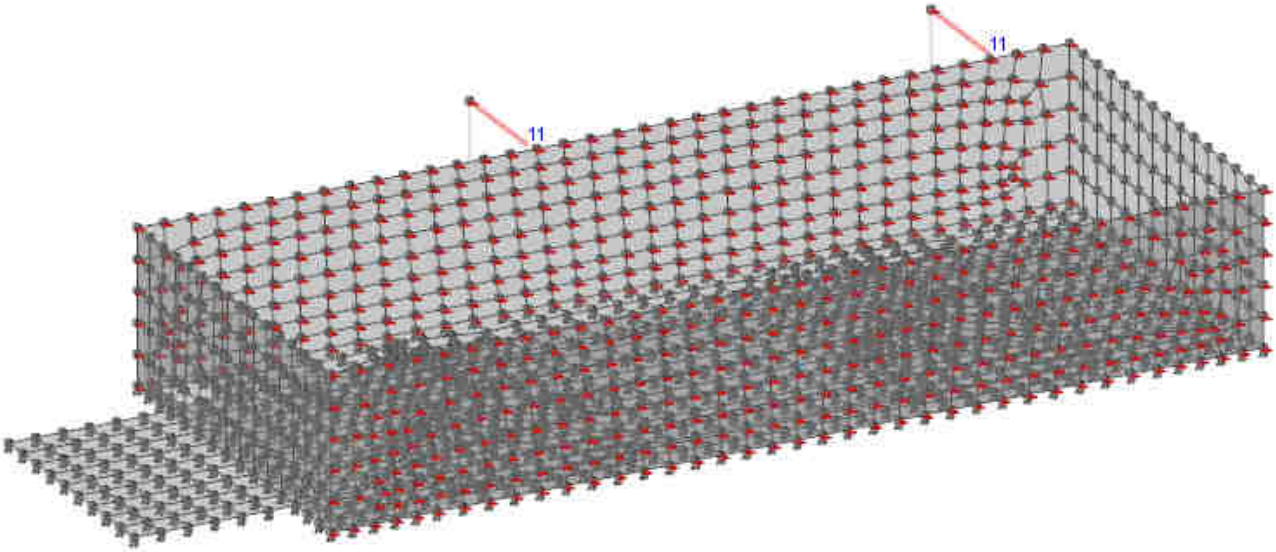
Carichi in condizione incremento sismico spinta



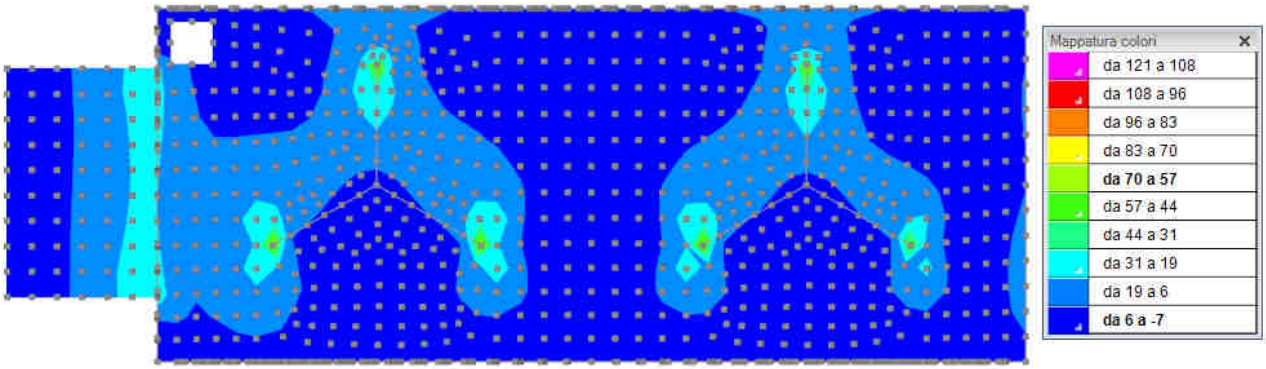
Carichi in condizione vento X+



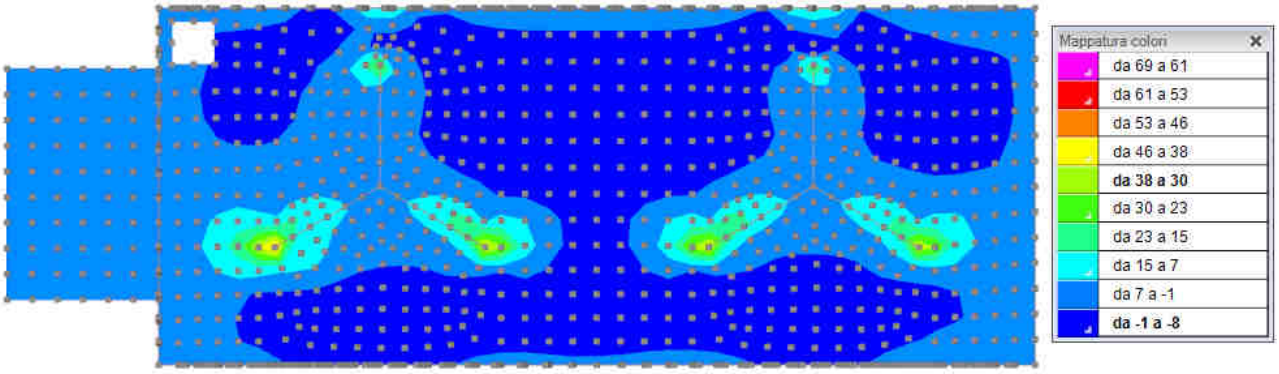
Carichi in condizione vento Y+



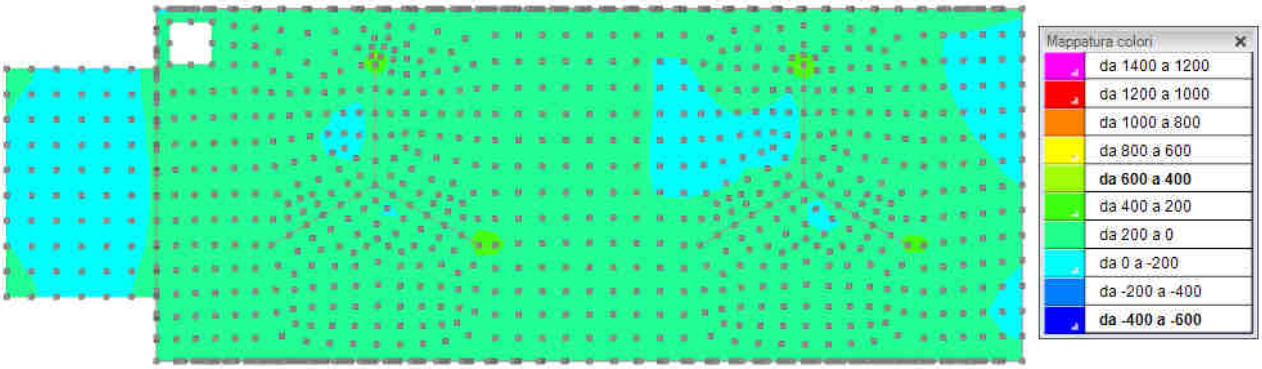
Sollecitazioni Mxx massime [kNm]



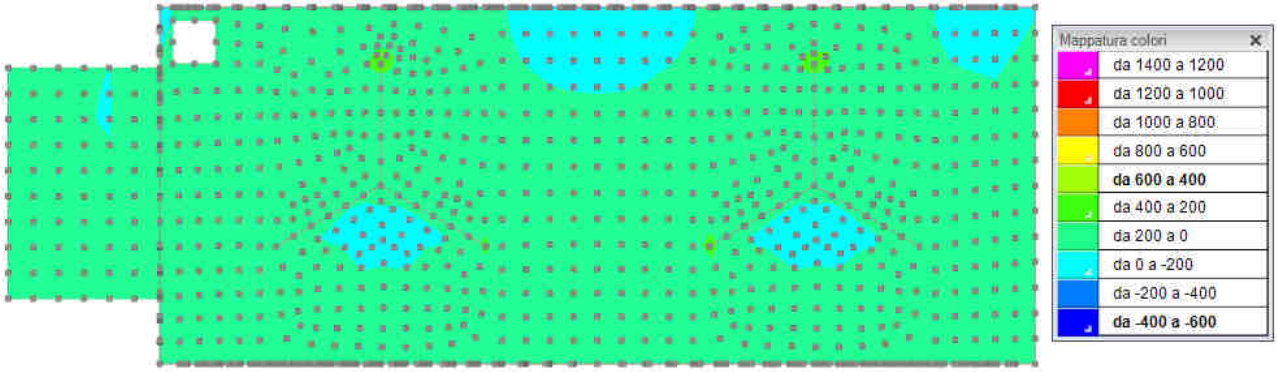
Sollecitazioni Myy massime [kNm]



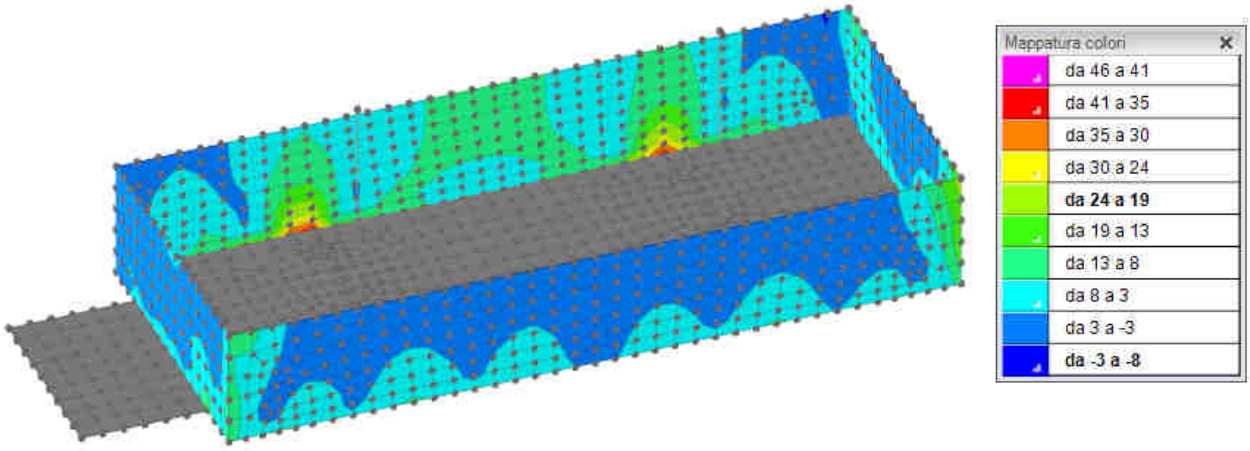
Sollecitazioni Vx massime [kN]



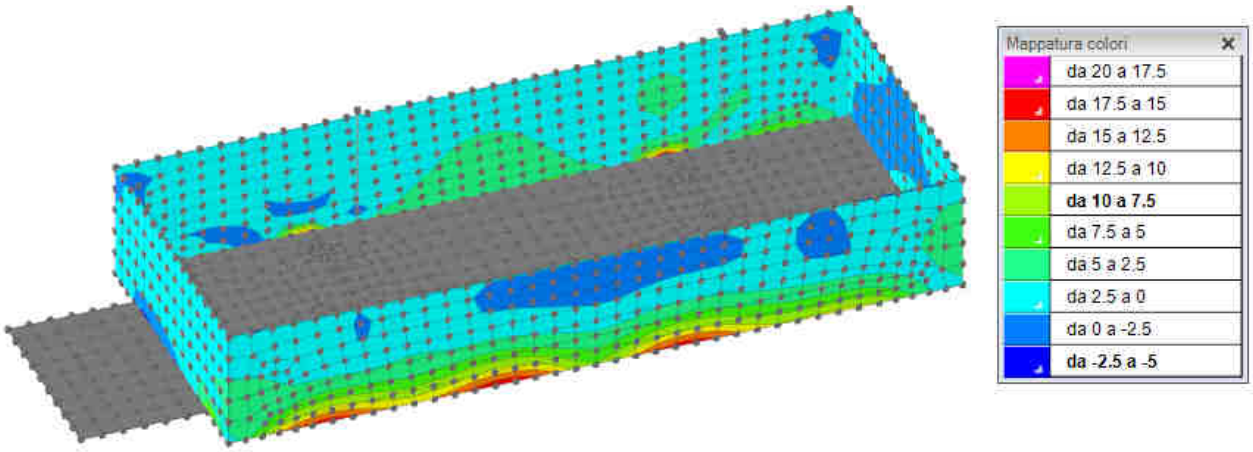
Sollecitazioni Vy massime [kN]



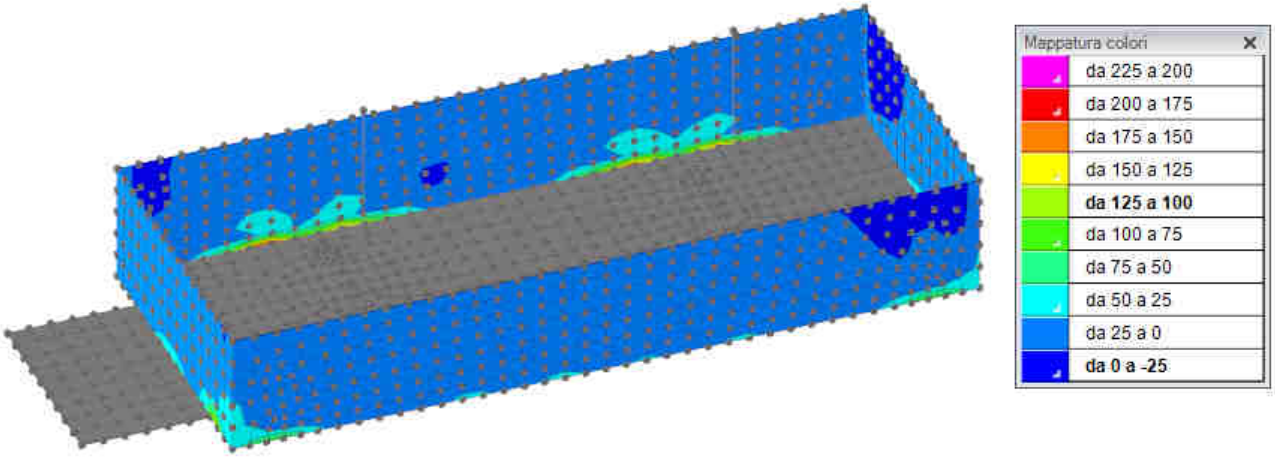
Sollecitazioni Moo massime [kNm]



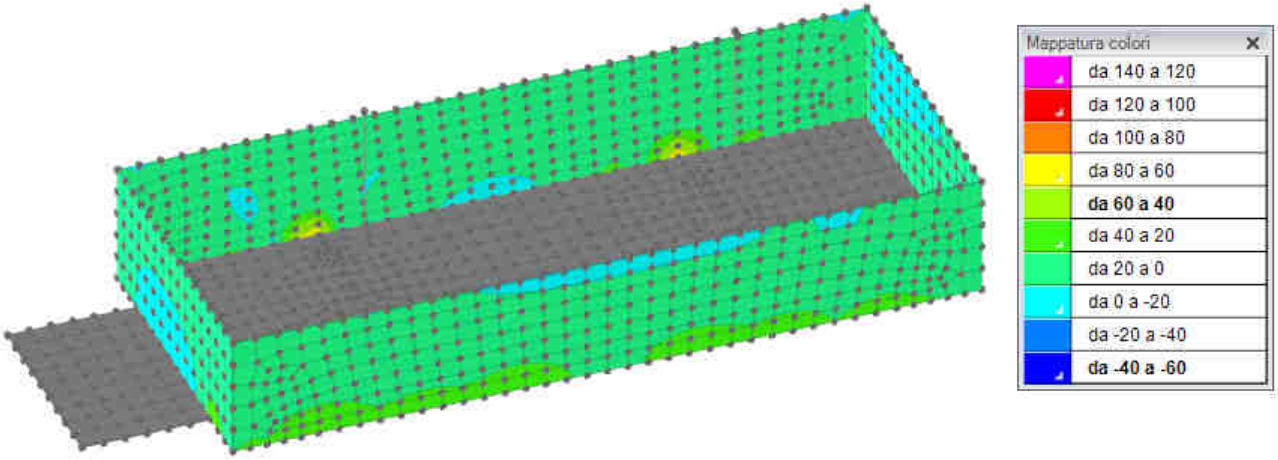
Sollecitazioni Mzz massime [kNm]



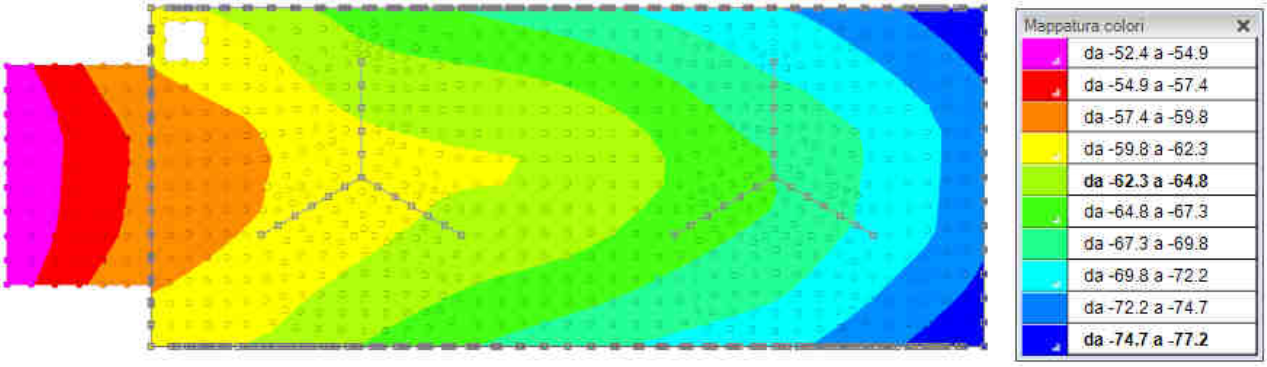
Sollecitazioni Vo massime [kNm]



Sollecitazioni Vz massime [kNm]

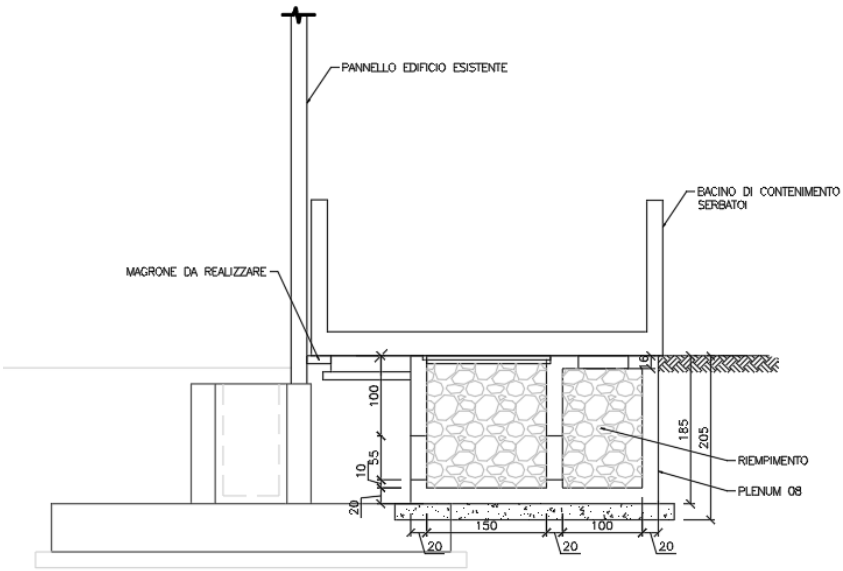


Pressioni terreno minime



8.9.2 Interazione bacino di contenimento serbatoi e struttura esistente

Nella seguente immagine è visibile la posizione reciprova tra vasca di nuova progettazione ed edificio esistente. Nello specifico il bacino trova il suo piano di appoggio nel manufatto del plenum 08, appositamente riempito di materiale arido. Il cedimento del bacino di contenimento serbatoi è stato calcolato nella relazione geotecnica.



Assumendo che il plinto esistente venga interessato dal cedimento del complesso bacino-plenum, questo subirebbe una rotazione rigida pari:

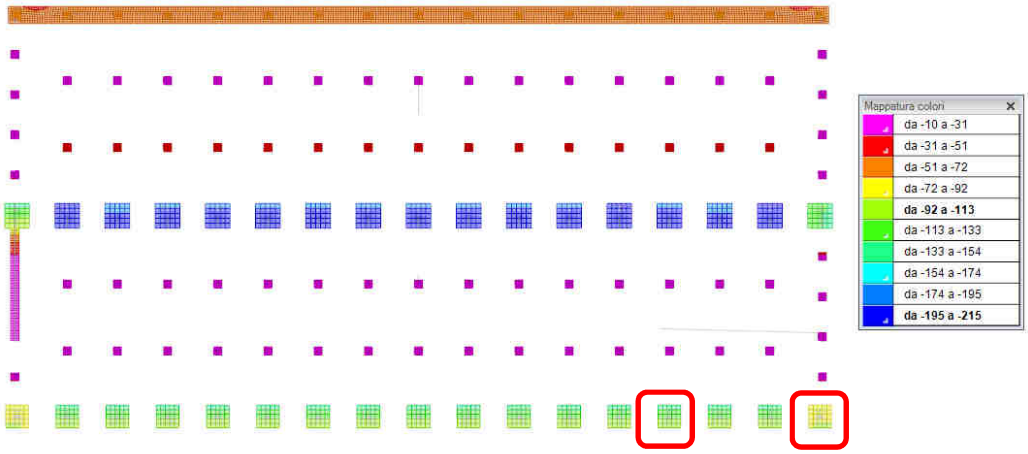
rotazione plinto = 8.5 mm / 5000 mm = 1.7 ‰

con 5000 mm pari alla dimensione del plinto.

Questo si traduce in una rotazione rigida della colonna, alta 12.5 m, di 21.3/12500 = 1.7 ‰

Con riferimento ai valori di rotazione rigida ammissibile introdotti da Sowers (1962), si può ritenere accettabile il valore di rotazione ottenuto. Il valore 1.7‰ risulta infatti inferiore a quello limite della gran parte delle tipologie di strutture esaminate da Sowers (ad esclusione dei turbogeneratori, tipologia di macchina comunque non ricompresa nella progettazione oggetto di trattazione).

Per quanto riguarda la valutazione del cedimento differenziale, si confronta il cedimento registrato dal plinto esistente adiacente il bacino di contenimento dei serbatoi e quello dell'edificio meno caricato:



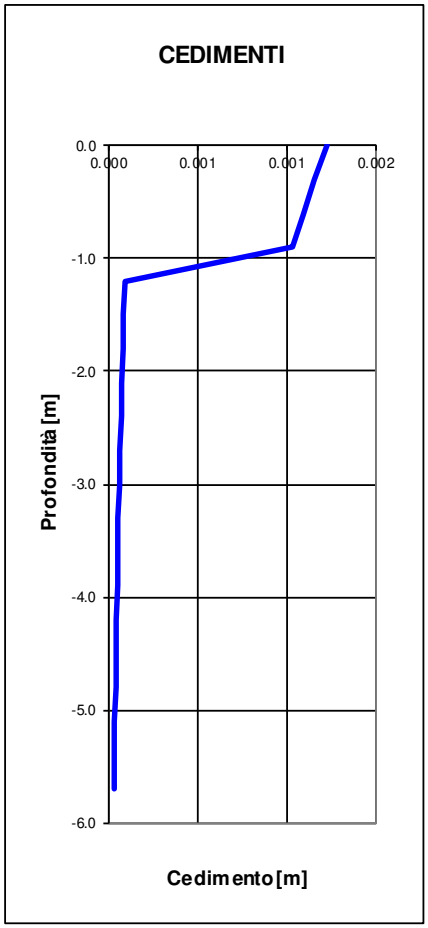
Per il plinto in esame si ha un valore di pressione in esercizio pari a circa 110 kN/m^2, cui si aggiunge il carico dovuto al riempimento del plenum e alla realizzazione del bacino di contenimento serbatoi. Considerato il sovraccarico, somma dei suddetti contributi, e lo scarico tensionale prodotto dallo scavo al tempo della costruzione, il cedimento è pari a:

Dati di carico

B=	4.90	m	Base rettangolo
L=	4.90	m	Altezza rettangolo
q_{tot}=	189	kN/m^2	Sovraccarico lordo
q_{sca}=	66.5	kN/m^2	Scarico tensionale
q=	122.5	kN/m^2	Incremento tensionale netto
S_{ced}=	6	m	Spessore dello strato di terreno per il calcolo del cedimento

Strato [-]	s_i [m]	E_i [kN/m^2]	z_i [m]	$\Delta\sigma_i$ [kN/m^2]	δ_i [m]
1	0.30	30000	0.00	122.50	0.001
2	0.30	30000	0.30	116.03	0.001
3	0.30	30000	0.60	109.62	0.001
4	0.30	30000	0.90	103.30	0.001
5	0.30	300000	1.20	97.12	0.000
6	0.30	300000	1.50	91.13	0.000
7	0.30	300000	1.80	85.35	0.000
8	0.30	300000	2.10	79.82	0.000
9	0.30	300000	2.40	74.55	0.000
10	0.30	300000	2.70	69.57	0.000
11	0.30	300000	3.00	64.88	0.000
12	0.30	300000	3.30	60.49	0.000
13	0.30	300000	3.60	56.39	0.000
14	0.30	300000	3.90	52.57	0.000
15	0.30	300000	4.20	49.03	0.000
16	0.30	300000	4.50	45.76	0.000
17	0.30	300000	4.80	42.73	0.000
18	0.30	300000	5.10	39.93	0.000
19	0.30	300000	5.40	37.35	0.000
20	0.30	300000	5.70	34.97	0.000

CEDIMENTO TOTALE δ_{tot}= 0.0055 m



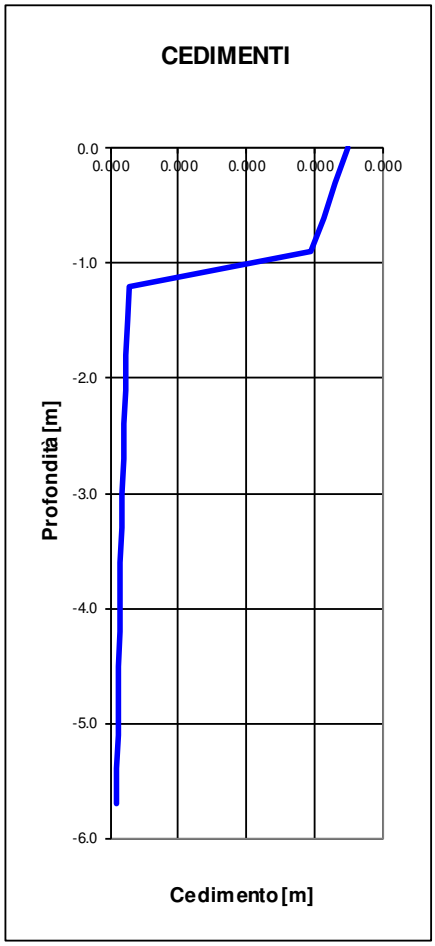
Per il plinto meno sollecitato si ha un valore di pressione cautelativamente assunto pari a 70 kN e, considerato lo scarico tensionale prodotto dallo scavo al tempo della costruzione, si registra un cedimento pari a:

Dati di carico

B=	4.90	m	Base rettangolo
L=	4.90	m	Altezza rettangolo
q_{tot}=	70	kN/m^2	Sovraccarico lordo
q_{sca}=	66.5	kN/m^2	Scarico tensionale
q=	3.5	kN/m^2	Incremento tensionale netto
S_{ced}=	6	m	Spessore dello strato di terreno per il calcolo del cedimento

Strato [-]	s_i [m]	E_i [kN/m^2]	z_i [m]	$\Delta\sigma_i$ [kN/m^2]	δ_i [m]
1	0.30	30000	0.00	3.50	0.000
2	0.30	30000	0.30	3.32	0.000
3	0.30	30000	0.60	3.13	0.000
4	0.30	30000	0.90	2.95	0.000
5	0.30	300000	1.20	2.77	0.000
6	0.30	300000	1.50	2.60	0.000
7	0.30	300000	1.80	2.44	0.000
8	0.30	300000	2.10	2.28	0.000
9	0.30	300000	2.40	2.13	0.000
10	0.30	300000	2.70	1.99	0.000
11	0.30	300000	3.00	1.85	0.000
12	0.30	300000	3.30	1.73	0.000
13	0.30	300000	3.60	1.61	0.000
14	0.30	300000	3.90	1.50	0.000
15	0.30	300000	4.20	1.40	0.000
16	0.30	300000	4.50	1.31	0.000
17	0.30	300000	4.80	1.22	0.000
18	0.30	300000	5.10	1.14	0.000
19	0.30	300000	5.40	1.07	0.000
20	0.30	300000	5.70	1.00	0.000

CEDIMENTO TOTALE δ_{tot}= 0.0002 m



considerata la distanza tra i punti in esame, il valore in percentuale del cedimento relativo a seguito della costruzione della vasca è:

$w_{rel\%} = (w_{max} - w_{min}) / d = (5.5-0.2) / 29000 = 0.18$ ‰

Secondo le indicazioni di Sowers (Geotecnica e tecnica delle fondazioni vol. 2 – Carlo Cestelli Guidi – Ed. Hoepli) per i cedimenti massimi ammissibili delle strutture intelaiate in calcestruzzo armato, in relazione alla loro funzionalità in esercizio, possono essere presi come riferimento i seguenti valori:

$(\Delta w / d)_{,adm} = 2 – 4$ ‰, cedimento relativo ammissibile

La verifica si ritiene pertanto soddisfatta.

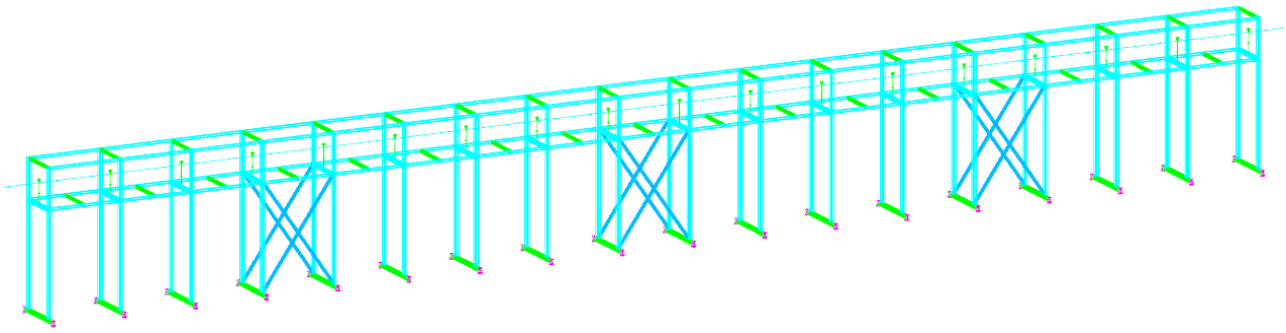
Tipo di movimento	*Fattore di limitazione*	*Valore ammissibile*
Cedimento massimo ρ_{max} (cm)	Collegamento a reti di servizi	15÷30
	Accessibilità	30÷60
	Probabilità di cedimenti differenziali in:	
	a) murature portanti	2,5÷5
	b) strutture intelaiate	5÷10
	c) ciminiere, silos	7,5÷30
Rotazione rigida tanω	Stabilità al ribaltamento	Dipende dalla posizione del baricentro
	Operatività di macchine:	
	a) macchine tessili	0,003
	b) turbogeneratori	0,0002
	c) binari di carro ponte	0,003
	Drenaggio di superfici pavimentate	0,01÷0,02
Rotazione relativa tanβ	Murature portanti multipiano	0,0005÷0,001
	Murature portanti ad un piano	0,001÷0,02
	Lesioni di intonaci	0,001
	Telai in c.a.	0,0025÷0,004
	Pareti di strutture a telaio in c.a.	0,003
	Telai in acciaio	0,002
	Strutture semplici d'acciaio	0,005

8.10 PIPE RACK

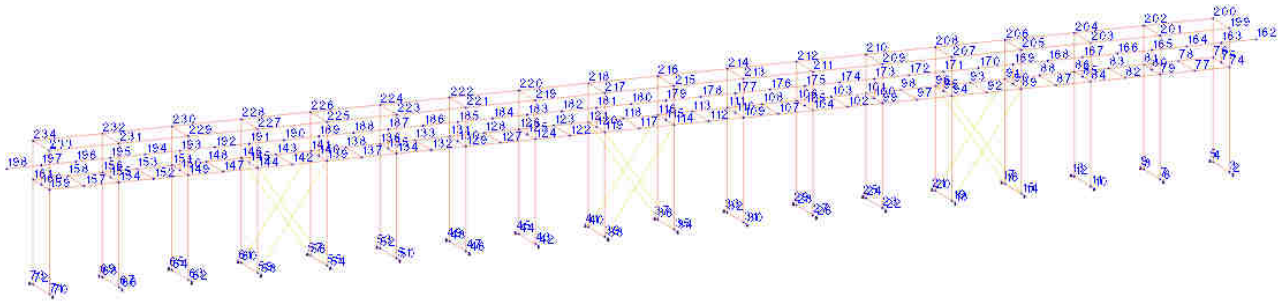
8.10.1 Schemi grafici riepilogativi

MODELLO DI CALCOLO ADOTTATO

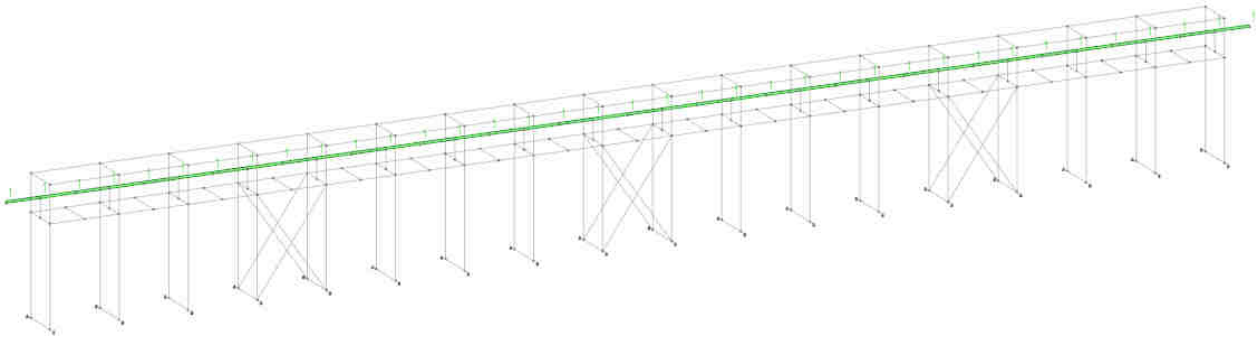
Vista assonometrica della geometria del modello



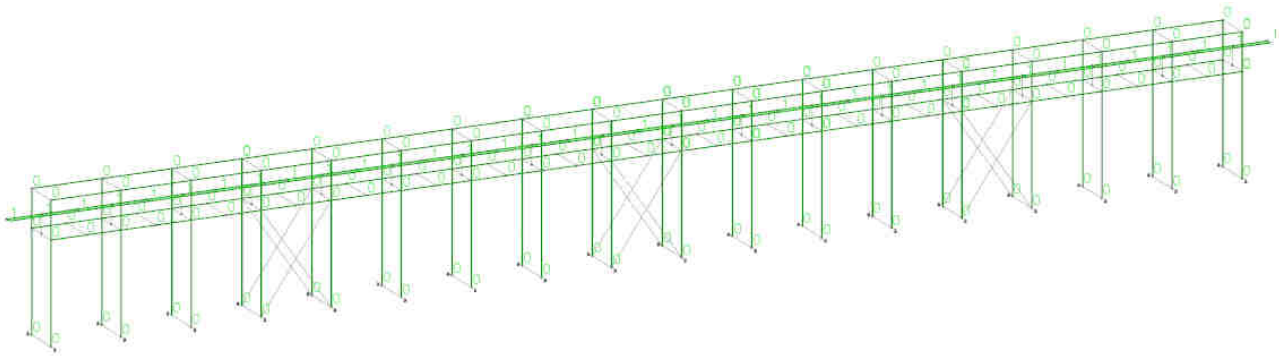
Vista assonometrica del modello f.e.m. con numerazione di nodi



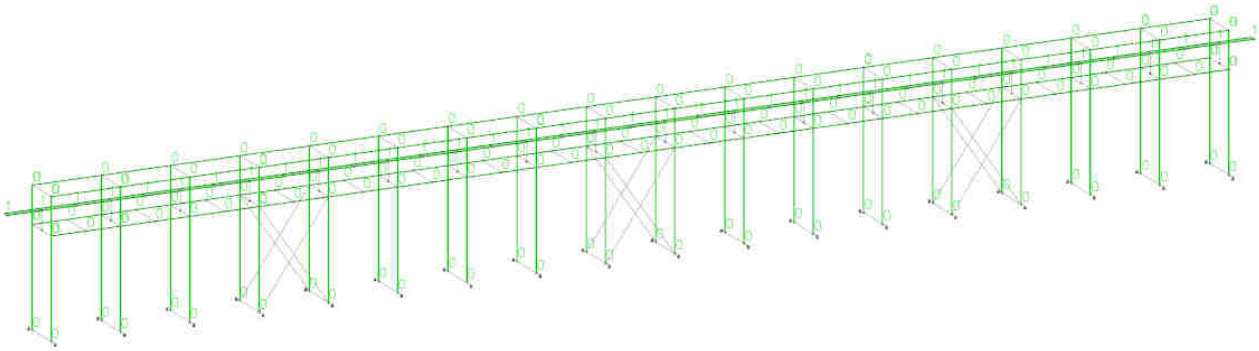
Carichi applicati in condizione "Permanenti Portati" [kN]



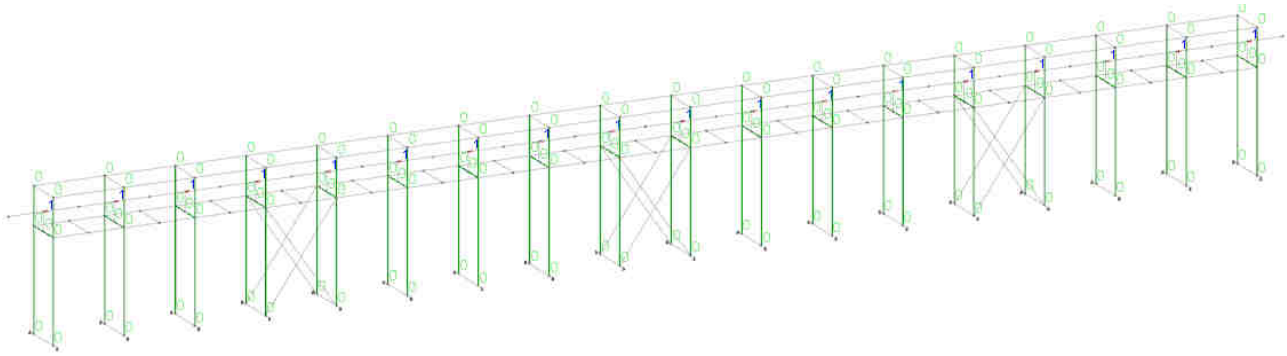
Carichi applicati in condizione "Vento X+" [kN]



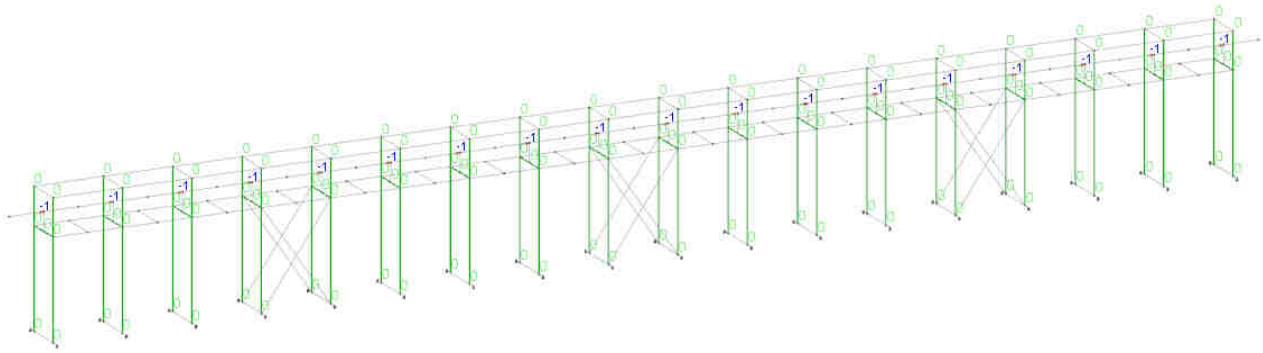
Carichi applicati in condizione "Vento X-" [kN]



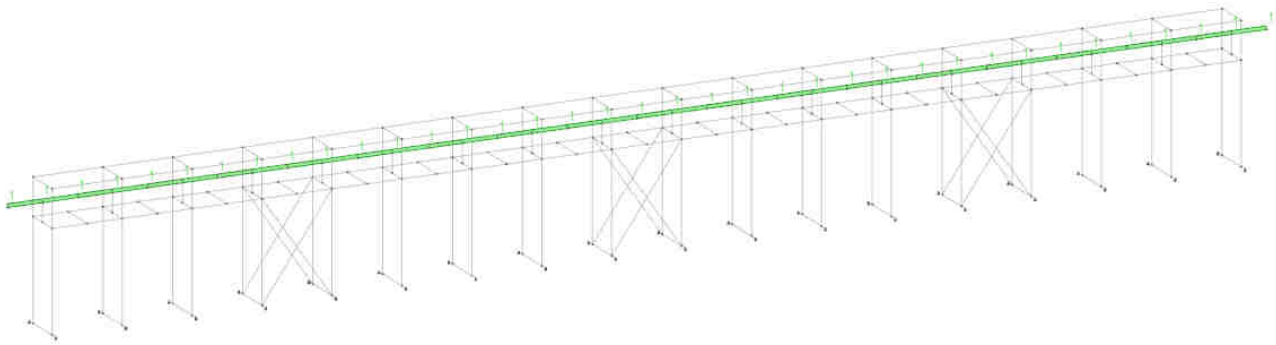
Carichi applicati in condizione "Vento Y+" [kN]



Carichi applicati in condizione "Vento Y-" [kN]

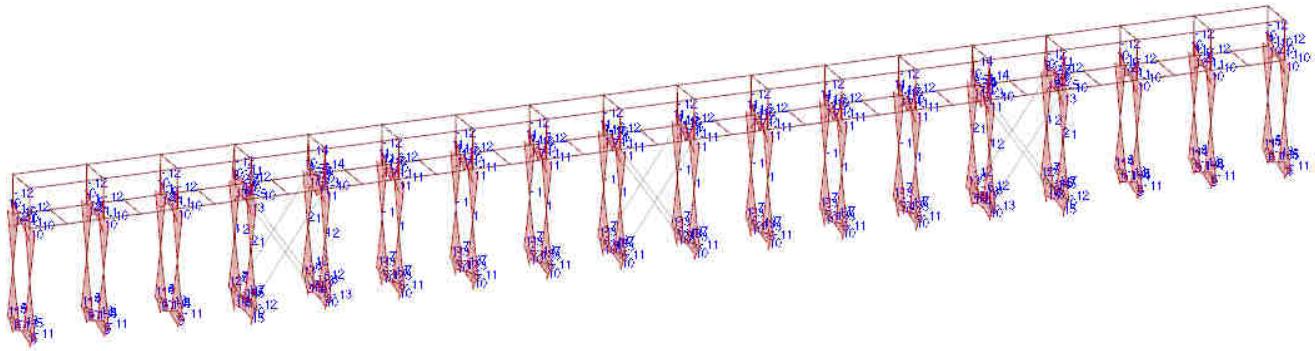


Carichi applicati in condizione "Neve" [kN]

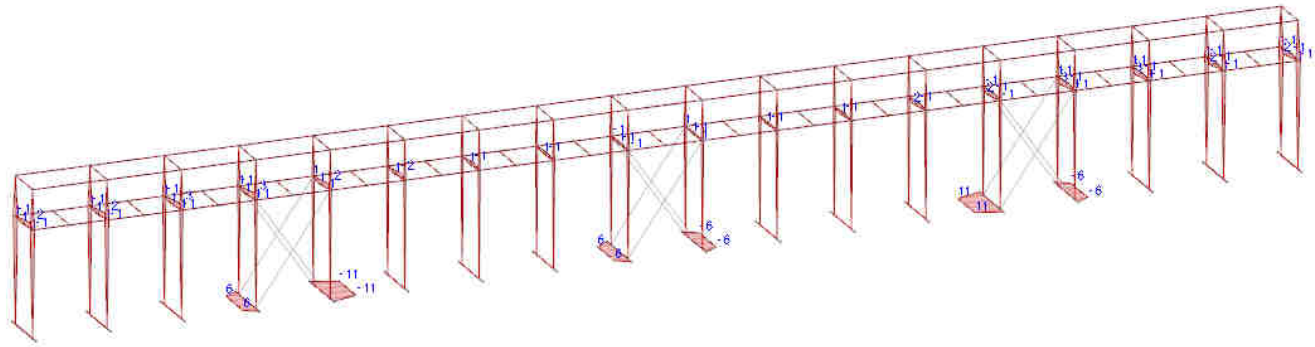


PRINCIPALI CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

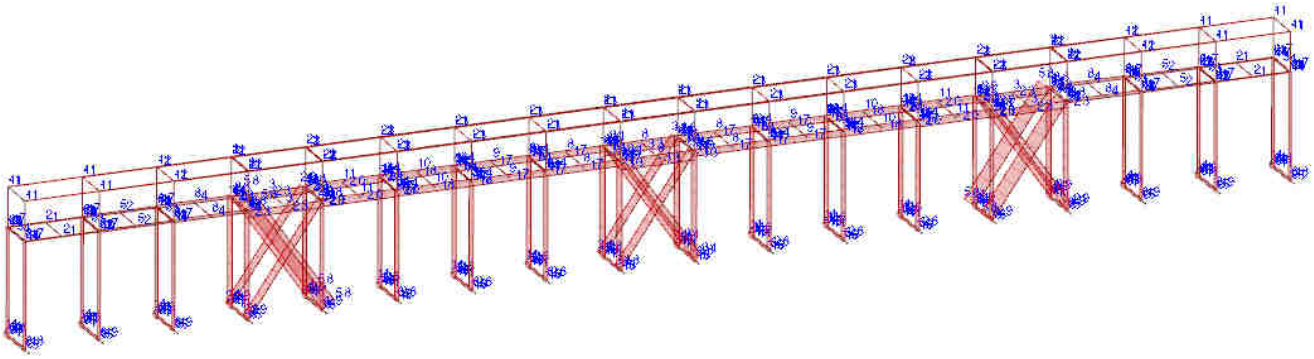
Inviluppo momento flettente M3 [kNm]



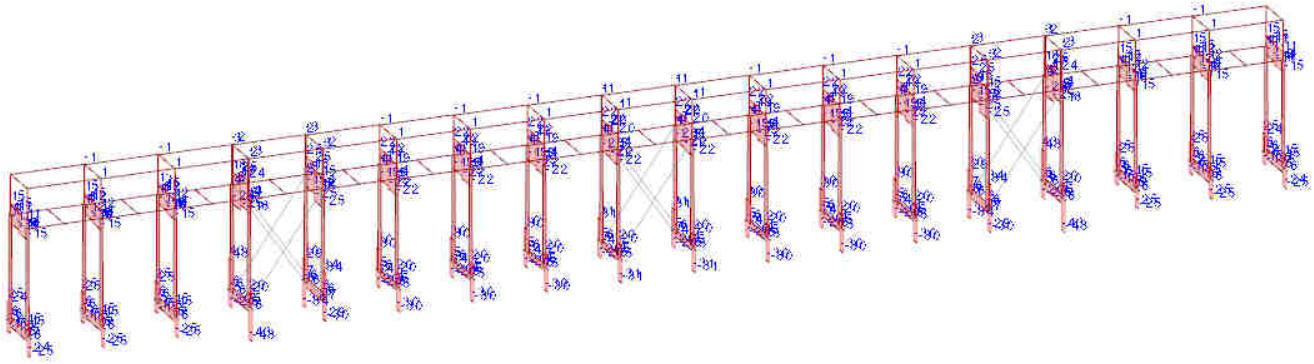
Inviluppo momento flettente M2 [kNm]



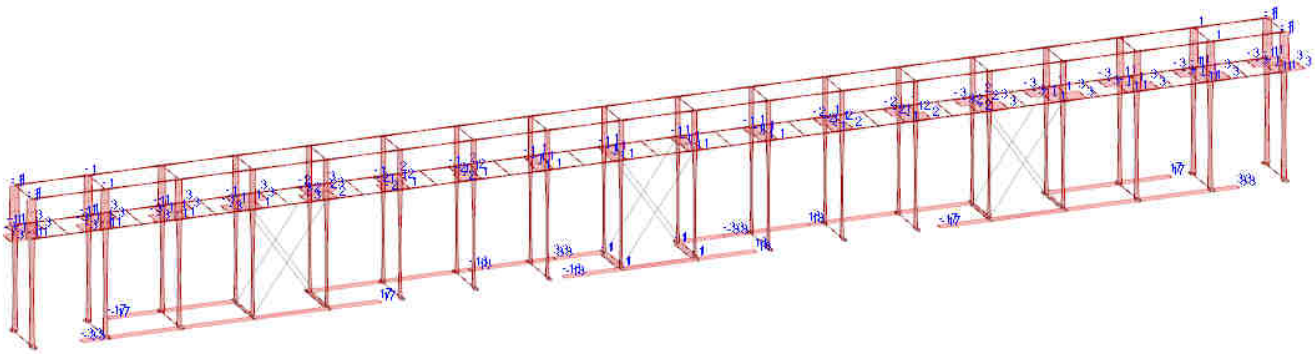
Inviluppo sforzo normale N [kN]



Inviluppo taglio V2 [kN]

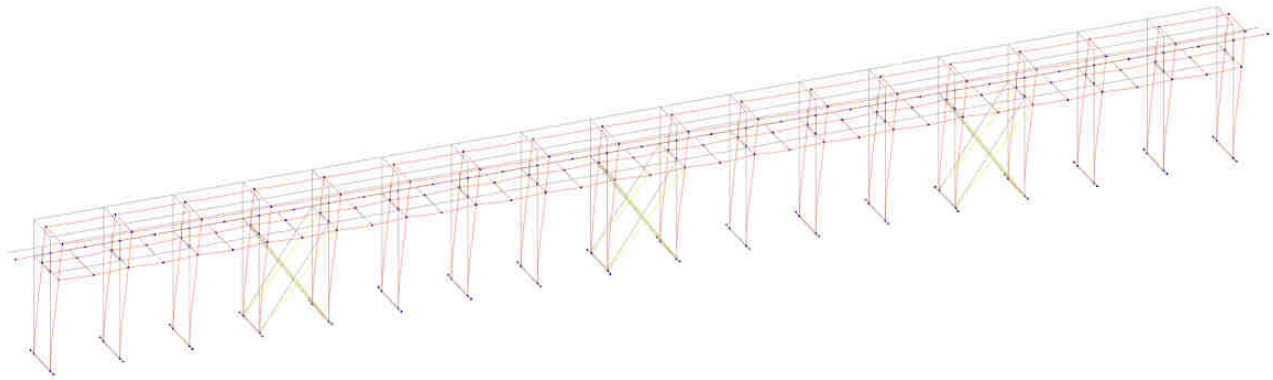


Inviluppo taglio V3 [kN]

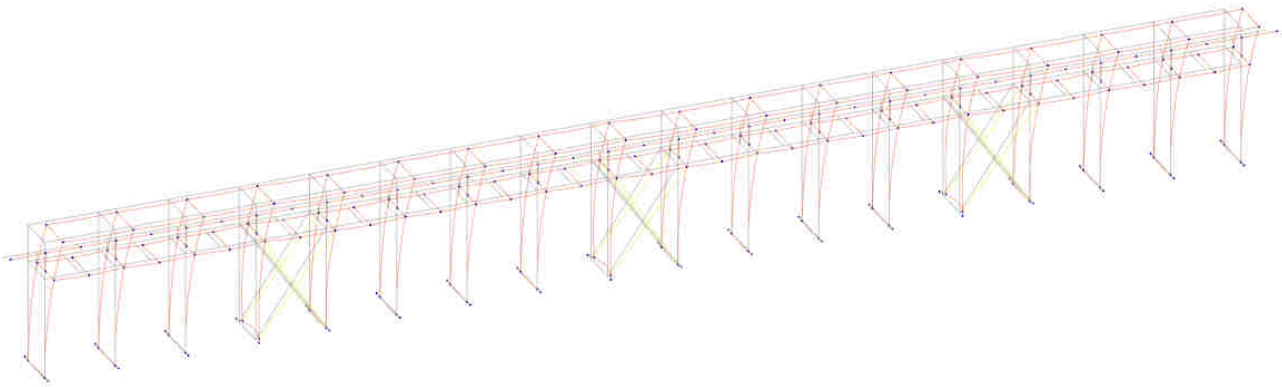


PRINCIPALI CONFIGURAZIONI DEFORMATE

Deformata in condizione SLV1



Deformata in condizione SLV5



8.10.2 Verifica nodi

Si riportano di seguito le verifiche di quei nodi non ricompresi nel tabulato di calcolo.

<u>Attacco a terra</u>

La struttura del pipe-rack risulta ancorata alla struttura in c.a. del plenum adiacente i biofiltri. Visto l'esiguo spessore della soletta del plenum, si è scelto di ancorare la struttura alle pareti del manufatto. Per la realizzazione del collegamento si impiegano ancoraggi meccanici M16, tipo HSL-3 Ancorante pesante HILTI.

I valori di taglio agenti sul singolo collegamento sono:

F2 = 36 kN

F1 = 25 kN

quindi la sollecitazione risultante è pari a 44 kN. Impiegando 2 ancoranti, su ciascuno di essi agisce una sollecitazione di 22 kN.

Gli ancoranti meccanici, tipo HSL-3 Ancorante pesante HILTI, hanno una resistenza su calcestruzzo fessurato pari a quella indicata nella tabella seguente:

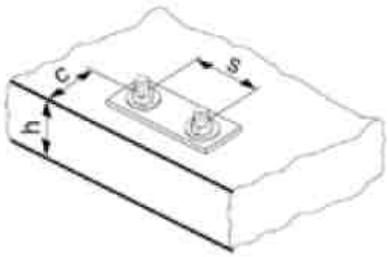
Carichi raccomandati

		Calcestruzzo non fessurato						Calcestruzzo fessurato					
Dimensione ancorante		**M8**	**M10**	**M12**	**M16**	**M20**	**M24**	**M8**	**M10**	**M12**	**M16**	**M20**	**M24**
Trazione N_{rec} [c)]	[kN]	11,2	14,1	17,2	24,0	33,5	44,1	4,8	7,6	12,3	17,1	24,0	31,5
Taglio V_{rec} [c)]													
HSL-3, HSL-3-B, HSL-3-SK[a)], HSL-3-SH[a)]	[kN]	17,8	28,1	34,3	48,0	67,1	88,2	14,3	20,1	24,5	34,3	47,9	63,0
HSL-3-G[b)]	[kN]	14,9	19,9	31,0	48,0	67,1	-	14,3	19,9	24,5	34,3	47,9	-

Dal momento che:

V_{Ed} = 22 kN < V_{Rd} = 34.3 kN

La verifica risulta soddisfatta.

Onde evitare problemi di fessurazione del calcestruzzo esistente o rottura conica dello stesso, si rispettano, nella disposizione degli ancoranti, le seguenti prescrizioni:

Dimensione ancorante			**M8**	**M10**	**M12**	**M16**	**M20**	**M24**
Spessore minimo del materiale base	h_{min}	[mm]	120	140	160	200	250	300
Interasse minimo	s_{min}	[mm]	60	70	80	100	125	150
	per c ≥	[mm]	100	100	160	240	300	300
Distanza dal bordo minima	c_{min}	[mm]	60	70	80	100	150	150
	per s ≥	[mm]	100	160	240	240	300	300
Interasse critico per fessurazione	$s_{cr,sp}$	[mm]	230	270	300	380	480	570
Distanza dal bordo critica per fessurazione	$c_{cr,sp}$	[mm]	115	135	150	190	240	285
Interasse critico per rottura conica del calcestruzzo	$s_{cr,N}$	[mm]	180	210	240	300	375	450
Distanza dal bordo critica per rottura conica del calcestruzzo	$c_{cr,N}$	[mm]	90	105	120	150	187,5	225