

Regione Puglia

COMUNE DI SAN PANCRAZIO SALENTINO (BR) - SALICE SALENTINO (LE)
AVETRANA (TA) - ERCHIE (BR)

**PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI IMPIANTO PER LA
PRODUZIONE DI ENERGIA ELETTRICA DA FONTI RINNOVABILI,
NONCHE' OPERE CONNESSE ED INFRASTRUTTURE, DI POTENZA
NOMINALE PARI A 36 MW ALIMENTATO DA FONTE EOLICA,
CON ANNESSO SISTEMA DI ACCUMULO INTEGRATO DI POTENZA
PARI A 24 MW, PER UNA POTENZA IN IMMISSIONE PARI A 60MW
DENOMINATO IMPIANTO "NEXT2"**

PROGETTO PARCO EOLICO "NEXT2"

Codice Regionale AU: CY53TR6

Tav.:	Titolo:
R07d-1	RELAZIONE CALCOLI PRELIMINARI FONDAZIONI BESS Platea Tipo 1

Scala:	Formato Stampa:	Codice Identificatore Elaborato
s.c.	A4	CY53TR6_NPDI2_ERC_R07d-1_RelazioneCalcoliPlatea1Storage

Progettazione:	Committente:
QMSOLAR s.r.l. Via Guglielmo Marconi scala C n.166 - Cap 72023 MESAGNE (BR) P.IVA 02683290742 - qmsolar.srls@pec.it Amm.re unico Ing. Francesco Masilla Gruppo di progettazione: MSC Innovative Solutions s.r.l.s - Via Milizia 55 - 73100 LECCE (LE) P.IVA 05030190754 - msc.innovativesolutions@gmail.com Ing. Santo Masilla - Responsabile Progetto	NPD Italia II s.r.l. Galleria Passarella, 2, Cap - 20122 MILANO P.IVA 11987560965 - email: npditaliaii@legalmail.it
Indagini Specialistiche :	

Data Progetto	Motivo	Redatto:	Controllato:	Approvato:
15/09/2023	Prima versione	F.M.	S.M.	NPD Italia II srl

INDICE

1.	SCOPO.....	2
2.	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA.....	2
3.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
4.	MATERIALI IMPIEGATI	6
5.	TIPOLOGIA DI TERRENO.....	9
6.	CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO.....	12
7.	DESCRIZIONE DELLA MODELLAZIONE STRUTTURALE	13
8.	VERIFICHE DI REGOLARITA'	16
9.	VALUTAZIONE DELLE AZIONI	17
9.1.	ANALISI DEI CARICHI GRAVITAZIONALI.....	17
9.2.	DEFINIZIONE DEI CARICHI ACCIDENTALI	19
9.3.	DEFINIZIONE DELL'AZIONE DELLA NEVE	20
9.4.	DEFINIZIONE DEL CARICO DA VENTO.....	22
9.5.	DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA MEDIANTE SPETTRI DI PROGETTO S.L.U E S.L.E	27
10.	DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI	33
11.	PROGETTO E VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI E STATI LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA	45
11.1.	CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI S.L.U E S.L.V	45
11.2.	ESISTO DELLE VERIFICHE	52
12.	VERIFICHE STATO LIMITE DI ESERCIZIO.....	54
12.1.	STATO LIMITE DI FESSURAZIONE.....	54
12.2.	STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI	55
13.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA	57
14.	OPERE DI FONDAZIONE E MODELLAZIONE	57
15.	CALCOLO DEI CEDIMENTI.....	59
16.	VERIFICHE GEOTECNICHE DI SICUREZZA	62
16.1.	VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE.....	63

1. SCOPO

Questa relazione di calcolo strutturale mette in evidenza le modalità con cui è stata progettata e verificata la struttura fondale dello **STORAGE** a servizio di n. 6 aerogeneratori dell'impianto denominato **NEXT2** da realizzare nell'area dei Comuni di San Pancrazio Salentino (provincia di Brindisi) e Salice Salentino (provincia di Lecce) la cui società proponente è NPD ITALIA II S.r.l.

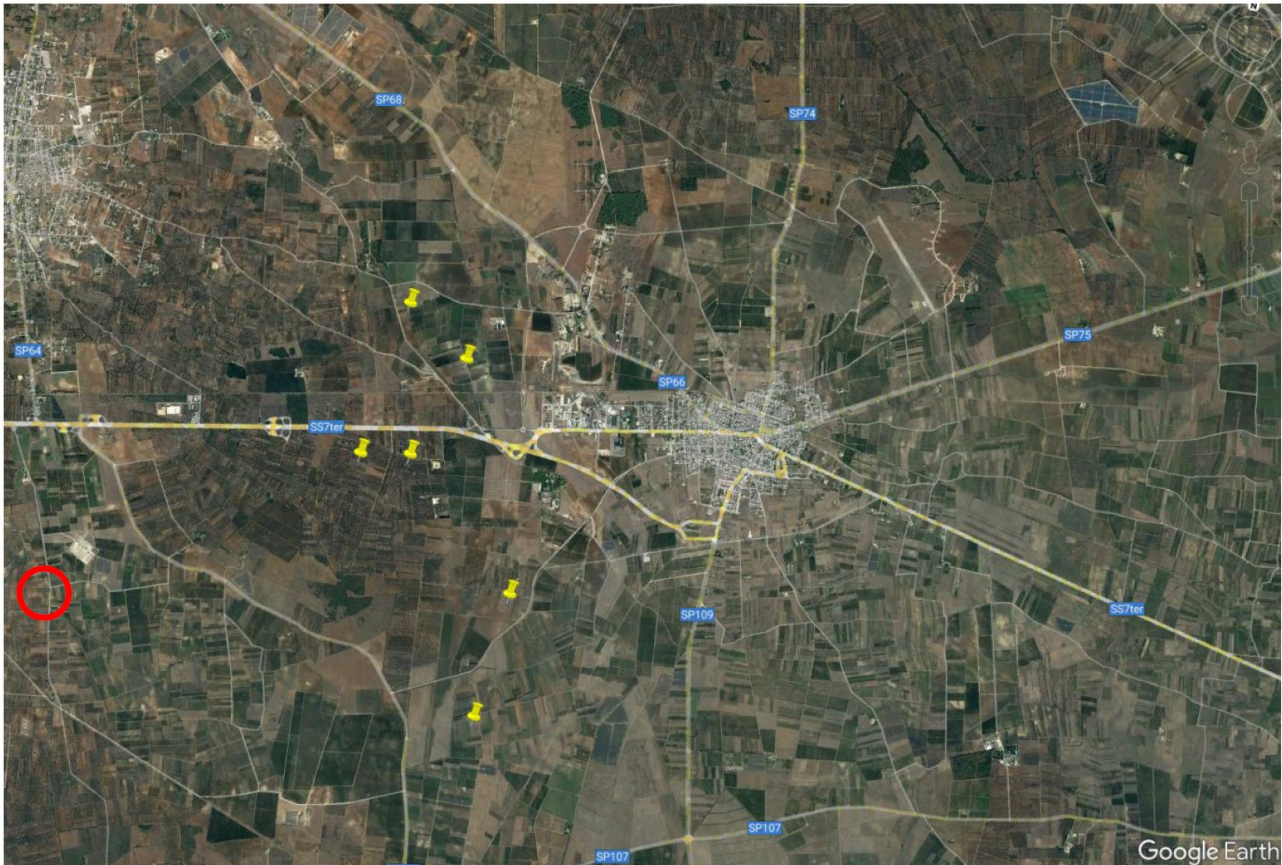


Figura 1 area d'intervento

In fase progettuale della medesima si è voluto garantire che la struttura in questione potesse offrire un'adeguata sicurezza strutturale sia per quanto riguarda le condizioni statiche che per le condizioni sismiche. Pertanto è stato necessario seguire i dettami progettuali delle NTC2018 vigenti sul territorio Nazionale raggiungendo, quindi, un alto livello delle prestazioni strutturali.

Le fondazioni sono del tipo a platea di due tipologie:

- Platea TIPO 1 di dimensioni 47,36m x 17x14m x 0,50m
- Platea TIPO 2 di dimensioni 5,68m x 14,08m x 0,50m

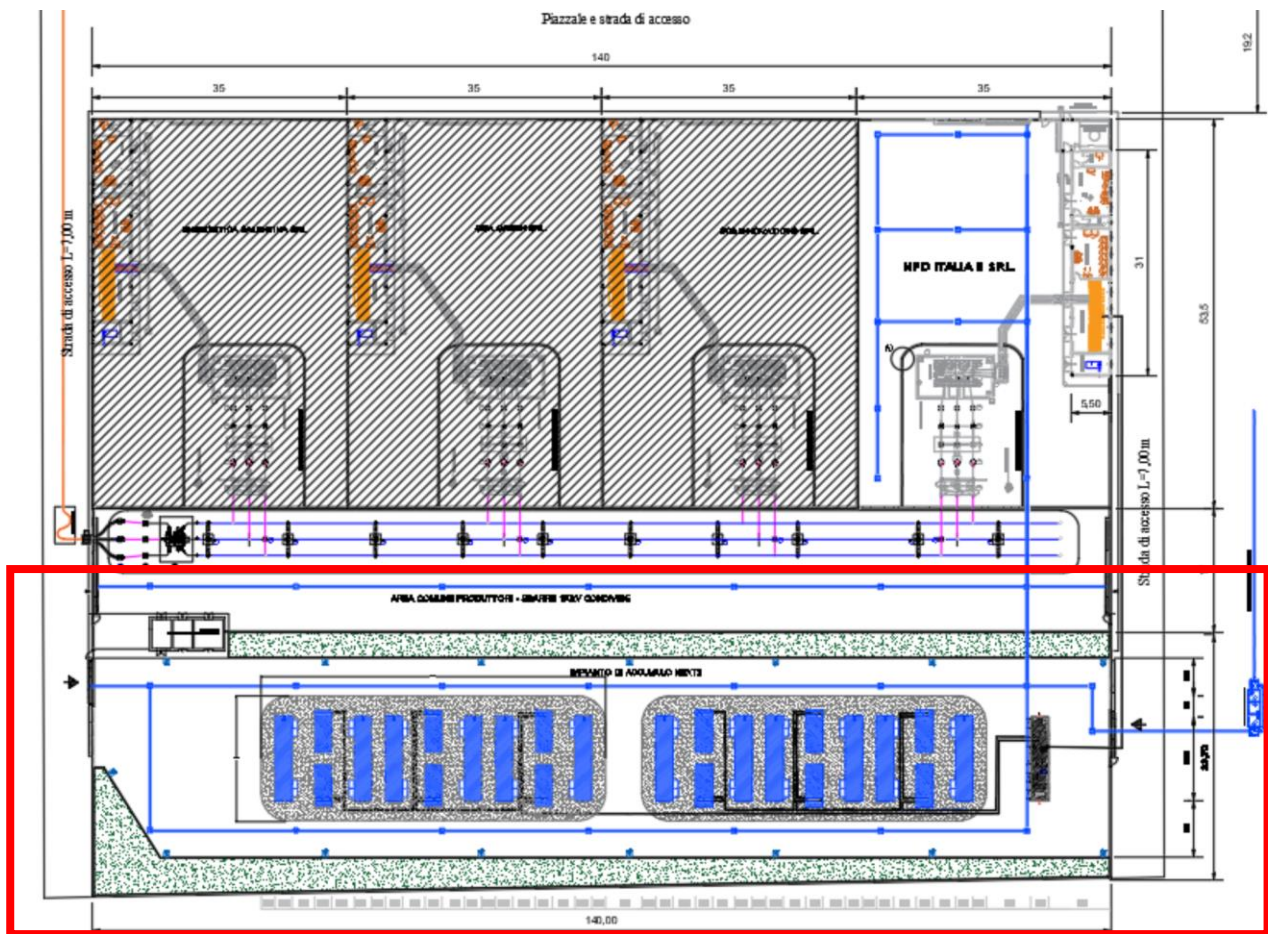
In questa relazione vengono esposte le verifiche e il dimensionamento preliminare della platea **TIPO 1**.




2. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

L'area di ubicazione degli Storages ricopre una superficie in pianta 140m x 34m sulla quale verranno installati i container storage dell'impianto NEXT2. Gli elementi impiantistici da installare sono di tre tipi:

- Container (A) grandi di dimensioni 12,2m x 2,50m x H2,90m. Peso = 60t = 600 kN;
- Container (B) dimensioni 6,10m x 2,50m x H2,90m. Peso = 30t = 300 kN;
- Cabina Switch Centre (C) avente dimensioni e peso paragonabile al container "A"

Qui di seguito la planimetria e ubicazione dell'opera.



-  Container di energia (Battery Container) da 12,29x2,44x2,90 (m) 2000KW
-  Container trasformatore MT/BT e PCS - Power Conversion Unit 2000KW
-  Cabina Switch Center 30/30 kV

N 1x 12 container di energia (Battery Container) da 12,29x2,44x2,90 (m)

N 2x 12 container contenente il quadro di parallelo in media tensione, il trasformatore MT/BT e sistema di conversione (PCS - Power Conversion Unit) 6,06x2,44x2,59 (m)

N 2x 12 unità HAC per il condizionamento dei Battery Container

N 1 Cabina di ammantamento Switch center MT/MT

Cabina di impianto con quadri MT di arrivo dai container e partenza in MT per stazione utente.

LEGENDA



Figura 2 ubicazione dell'opera



Figura 3 vista 3D dell'opera

Come detto precedentemente, i containers e la cabina, poggiano su due tipologie di fondazioni. In particolare i containers poggiano sulla fondazione tipo 1 mentre, la cabina poggia sulla fondazione tipo 2.

PLATEA TIPO 1

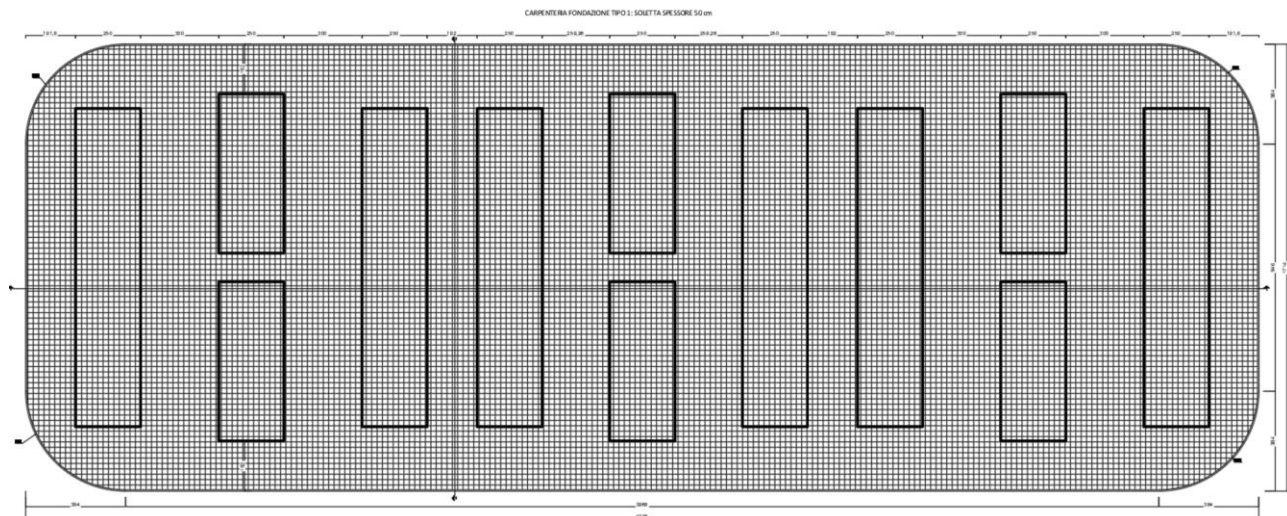


Figura 4 Platea TIPO 1

La struttura fondale della PLATEA TIPO 1 è costituita da due platee separate in c.a. di dimensioni 4736cm x 1714cm x 50cm sulla quale poggiano 12 containers (n.6 containers "A" e n. 6 containers "B").

PLATEA TIPO 2

CARPENTERIA FONDAZIONE TIPO 2: SOLETTA SPESORE 50cm

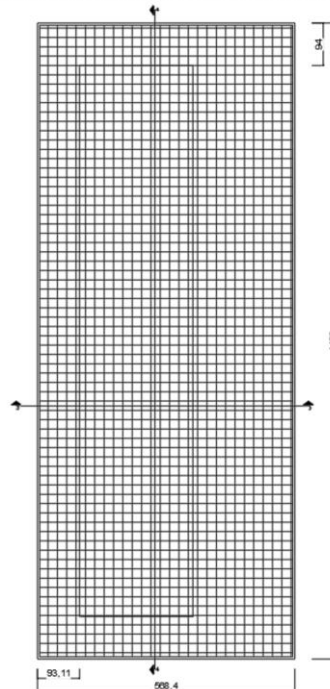


Figura 5 Platea TIPO 2

La struttura fondale della PLATEA TIPO 2 è costituita da una platea in c.a. di dimensioni 568cm x 1408cm x 50cm sulla quale poggia la Cabina Switch Center (C).

Qui di seguito la planimetria della Cabina Switch Center (C) avente caratteristiche analoghe al Container "A".

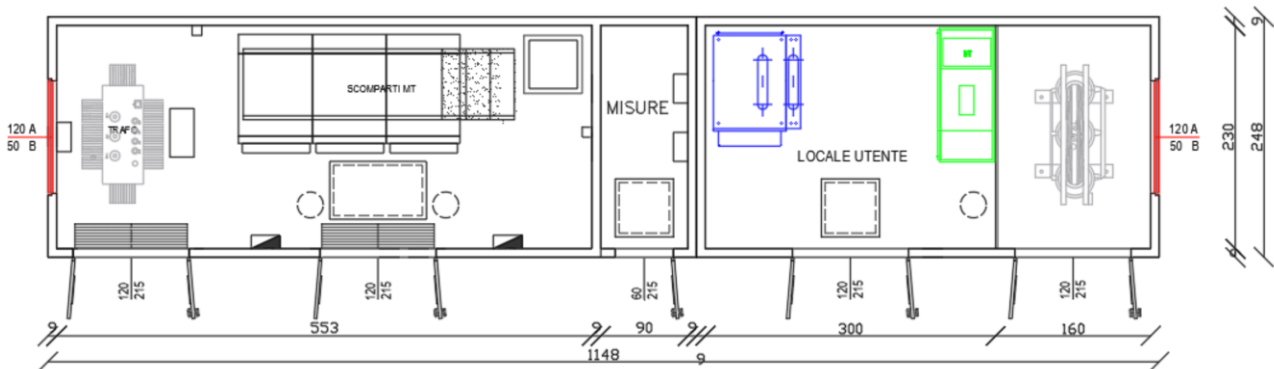


Figura 6 cabina Switch Center

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

1. D.Min. Infrastrutture Min. Interni e Prot. Civile 17 Gennaio 2018 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
2. D.Min. Infrastrutture Min. Interni e Prot. Civile 14 Gennaio 2008 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
3. D.Min. Infrastrutture e trasporti 14 Settembre 2005 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
4. Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" e successive modificazioni e integrazioni.
5. UNI EN 1990:2006 13/04/2006 Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale.

6. UNI EN 1991-1-1:2004 01/08/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici.
7. UNI EN 1991-1-3:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve.
8. UNI EN 1992-1-1:2005 24/11/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
9. UNI EN 1997-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali.
10. UNI EN 1998-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
11. UNI EN 1998-5:2005 01/01/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

4. MATERIALI IMPIEGATI

La struttura in oggetto è costituita dai seguenti elementi:

- Magrone di fondazione con calcestruzzo C12/15
- Plaetee di fondazione con calcestruzzo C35/45
- Armature per calcestruzzo armato B450C

CALCESTRUZZO

La classe di esposizione dei calcestruzzi, come definito nel paragrafo 4.1.2.2.4.2 della NTC2018 per quanto riguarda le condizioni ambientali, è del tipo "Ordinaria".

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

In merito al comportamento meccanico del calcestruzzo è stato utilizzato il modello legame costitutivo del tipo Parabola-Rettangolo così come proposto dalla NTC2018 nel paragrafo 4.1.2.1.2.1.

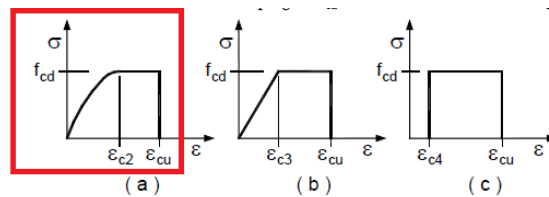


Fig. 4.1.1 – Modelli σ - ϵ per il calcestruzzo

I parametri meccanici caratteristici e di progetto riportati nella seguente tabella e sono desunti dalle formulazioni riportate nella NTC2018 nel paragrafo 4.1.2.1.1 per il calcestruzzo.

Tabella 1 Parametri meccanici calcestruzzo C35/45

CALCESTRUZZO C35/45		
Rck [MPa]	45	Resistenza cubica caratteristica
γ_c	1,5	Coefficiente di sicurezza
α_{cc}	0,85	Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata
ϵ_{cu}	0,0035	deformazione ultima
f_{ck} [MPa]	35,00	Resistenza cilindrica caratteristica
f_{cd} [MPa]	19,83	Resistenza cilindrica di progetto
$f_{cm,28gg}$ [MPa]	43,00	Resistenza a compressione dopo 28gg di maturazione
f_{ctm} [MPa]	3,21	Resistenza a trazione media
f_{ctk} [MPa]	2,25	Resistenza a trazione caratteristica

f _{ctd} [MPa]	1,50	resistenza a trazione di progetto
f _{bd} [MPa]	3,37	Resistenza di aderenza calcestruzzo-acciaio
E _{cm,28gg} [MPa]	34077,15	Modulo elastico

Il peso specifico del calcestruzzo armato è stato posto pari a 25kN/m³.

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

La classe di esposizione è regolamentata dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nonché nella UNI EN 206:2016 così come segue.

Classe esposizione norma UNI 9858	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206 -1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco						
1	X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici in ambiente molto asciutto.	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico.	-	C 12/15	
2 Corrosione indotta da carbonatazione						
Nota - Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente.						
2 a	XC1	Asciutto o permanentemente bagnato.	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa o immerse in acqua.	0,60	C 25/30	
2 a	XC2	Bagnato, raramente asciutto.	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.	0,60	C 25/30	
5 a	XC3	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non comprese nella classe XC2.	0,50	C 32/40	
3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare						
5 a	XD1	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XD2	Bagnato, raramente asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua anche industriale contenente cloruri (Piscine).	0,50	C 32/40	
5 c	XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.	0,45	C 35/45	

Classe esposizione norma UNI 9858	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206-1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare						
4 a 5 b	XS1	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità.	0,50	C 32/40	
	XS2	Permanentemente sommerso.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immersi in acqua.	0,45	C 35/45	
	XS3	Zone esposte agli spruzzi o alle marea.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.	0,45	C 35/45	
5 Attacco dei cicli di gelo/disgelo con o senza disgelanti *						
2 b	XF1	Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante.	Superfici verticali di calcestruzzo come facciate e colonne esposte alla pioggia ed al gelo. Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo, alla pioggia o all'acqua.	0,50	C 32/40	
3	XF2	Moderata saturazione d'acqua, in presenza di agente disgelante.	Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti.	0,50	C 25/30	3,0
2 b	XF3	Elevata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante	Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetti ai fenomeni di gelo, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo.	0,50	C 25/30	3,0
3	XF4	Elevata saturazione d'acqua, con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare.	Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo ed ai sali disgelanti in modo diretto o indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare.	0,45	C 28/35	3,0
6 Attacco chimico**						
5 a	XA1	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Contenitori di fanghi e vasche di decantazione. Contenitori e vasche per acque reflue.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XA2	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi.	0,50	C 32/40	
5 c	XA3	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di acque industriali fortemente aggressive. Contenitori di foraggi, mangimi e liquame provenienti dall'allevamento animale. Torri di raffreddamento di fumi di gas di scarico industriali.	0,45	C 35/45	
<p>*) Il grado di saturazione della seconda colonna riflette la relativa frequenza con cui si verifica il gelo in condizioni di saturazione: - moderato: occasionalmente gelato in condizione di saturazione; - elevato: alta frequenza di gelo in condizioni di saturazione.</p> <p>**) Da parte di acque del terreno e acque fluenti.</p>						

Per le opere della presente relazione si adotta quanto segue:

OPERE INTERRATE Classe di esposizione XC2

Al fine di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; definito come la distanza tra la superficie esterna dell'armatura, inclusi collegamenti e staffe, e la superficie di calcestruzzo più vicina.

Per l'elemento strutturale in esame risulta un copriferro minimo $c_{min} = 50mm$.

ACCIAIO PER CALCESTRUZZI

Per quanto riguarda l'acciaio costituenti le barre d'armatura è stato utilizzato il modello legame costitutivo del tipo Elastico-perfettamente plastico così come proposto dalla NTC2018 nel aragrafo 4.1.2.1.2.2.

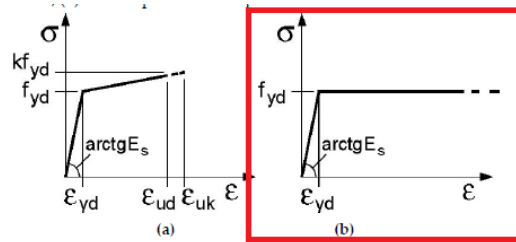


Fig. 4.1.3 - Modelli σ - ϵ per l'acciaio

I parametri meccanici caratteristici e di progetto riportati in Tabella 2 sono desunti dalle formulazioni riportate nella NTC2018 nel paragrafo 4.1.2.1.2.2 per l'acciaio.

Tabella 2 Parametri meccanici dell'acciaio B450C

ACCIAIO B450C		
f_{yk} [MPa]	450	Resistenza a trazione di snervamento caratteristica
E_s [MPa]	210000	Modulo elastico
γ_s	1,15	Coefficiente di sicurezza
f_{yd} [Mpa]	391,30	Resistenza a trazione di snervamento di progetto
ϵ_{yd}	0.001863	deformazione allo snervamento

Il peso specifico dell'acciaio è stato posto pari a 78.5 kN/m^3 .

5. TIPOLOGIA DI TERRENO

Per i dettagli di caratterizzazione relativi alla morfologia dei terreni si rimanda alla **relazione geologica**. Si riporta qui di seguito la stratigrafia del terreno in esame e il modello geotecnico.

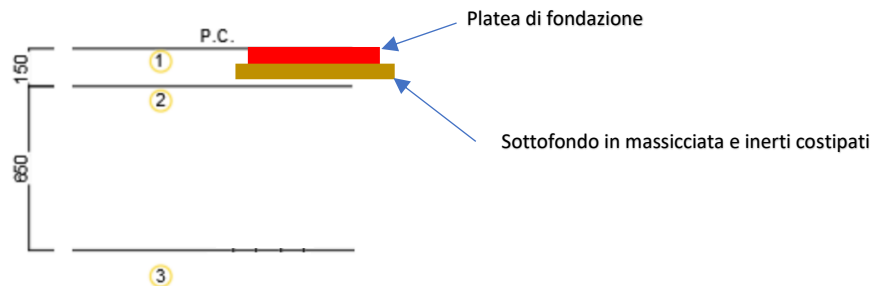


Figura 7 stratigrafia terreno e posizione fondazione (vedi relazione geologica)

Dalla **Relazione geologica** è possibile riscontrare che:

- 1) Le strutture fondali sono caratterizzate da ammassi rocciosi in calcari e calcarenitici entrambi fratturati di scarsa qualità
- 2) La falda è posta a notevole profondità: la fondazione non è interessata dall'influenza della falda
- 3) Categoria sottosuolo assegnata: B – NTC 2018
- 4) Categoria topografica: T – NTC 2018

Sono previsti i seguenti strati:

1. Strato 1: terreno di copertura
2. Strato 2: ammasso roccioso in calcareniti fratturati
3. Strato 3: ammasso roccioso in calcare fratturato

Si riportano qui di seguito i parametri caratteristici geotecnici.

Tabella 3 Parametri geotecnici caratteristici: strato 2

RQD		13%
RMR		22
Peso specifico	$\gamma_k \text{ sat} [\text{kN/m}^3]$	17,30
coesione	$c'k [\text{kN/m}^2]$	70
Coesione Non Drenata	$c_{uk} [\text{kN/m}^2]$	-
Angolo d'attrito	$\varphi'k [^\circ]$	29
Modulo elastico	$E [\text{N/mm}^2]$	460
Poisson	ν	0,30
Onde di taglio	$V_s [\text{m/s}]$	500
Onde di compressione	$V_p [\text{m/s}]$	935

Lo spessore del secondo strato è 6,5m.

Tabella 4 Parametri geotecnici caratteristici: strato 3

RQD		16%
RMR		35
Peso specifico	$\gamma_k \text{ sat} [\text{kN/m}^3]$	20,70
coesione	$c'k [\text{kN/m}^2]$	117
Coesione Non Drenata	$c_{uk} [\text{kN/m}^2]$	-
Angolo d'attrito	$\varphi'k [^\circ]$	33
Modulo elastico	$E [\text{N/mm}^2]$	1123
Poisson	ν	0,30
Onde di taglio	$V_s [\text{m/s}]$	800
Onde di compressione	$V_p [\text{m/s}]$	1497

Il terzo strato si estende oltre alla punta dei pali degli aerogeneratori.

La Normativa Tecnica per le Costruzioni classifica il terreno di fondazione in funzione della propria natura strutturale. Si riporta qui di seguito la Tab. 3.2.II.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Per il caso in esame si attribuisce la categoria B.

I parametri geotecnici degli strati sopra elencati sono desunti dalla relazione geologica. Per quanto riguarda i moduli elastici si è fatto riferimento alle relazioni disponibili in letteratura.

I moduli elastici degli ammassi rocciosi possono essere dedotti dai parametri RMR, Vp e GSI con le seguenti relazioni.

RMR – Vp

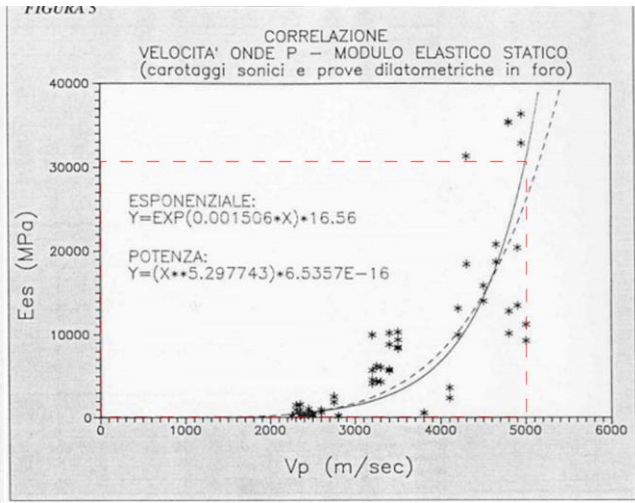
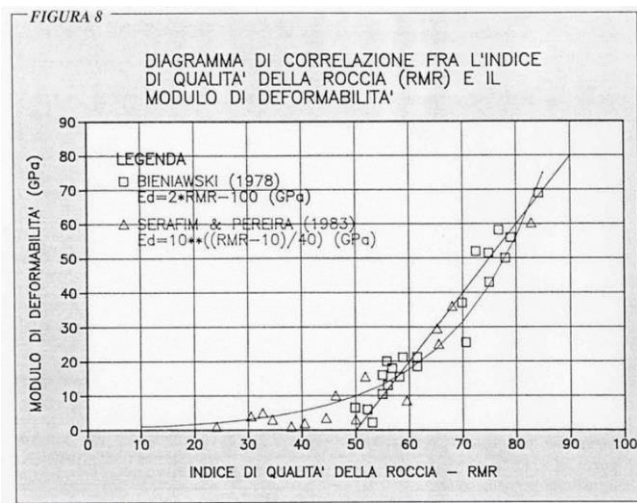


Figura 8 RMR- Vp - Modulo elastico statico

GSI

Per quanto riguarda il modulo di deformabilità dell'ammasso roccioso, viene espresso come segue:

$$E_d = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{\frac{GSI-10}{40}} \quad (GPa) \rightarrow (\sigma_{ci} < 100 \text{ MPa})$$

$$E_d = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot 10^{\frac{GSI-10}{40}} \quad (GPa) \rightarrow (\sigma_{ci} > 100 \text{ MPa})$$

dove $GSI = RMR_{drenato} - 5$

Qui di seguito i risultati di calcolo del modulo elastico statico in MPa.

Strato 2 calcareniti	
VP	68
	48
	752
RMR	622
	692
GSI	556
Estat	460

Strato 3 calcari	
VP	114
	158
	1524
RMR	1259
	1873
GSI	1811
Estat	1123

E _{din}	1125
------------------	------

E _{din}	3444
------------------	------

Per entrambi gli strati, viene preso in considerazione la media dei valori dei moduli elastici calcolati con le relazioni sopra esposte.

Per la determinazione delle velocità delle onde di compressione Vp e quelle di taglio Vs dedotte dalle analisi geologiche è stato opportuno avvalersi delle seguenti relazioni.

$$Vp = Vs \cdot [(1 - \nu)/(0,5 - \nu)]^{0,5}$$

- modulo di taglio $G_0 = \rho \cdot Vs^2 = \gamma/g \cdot Vs^2$
- modulo di Young $E_0 = 2 \cdot G_0(1 + \nu)$
- modulo edometrico $M_0 = \rho \cdot Vp^2 = \gamma/g \cdot Vp^2$

con

- ν = coefficiente di Poisson
- γ = peso di volume del terreno
- g = accelerazione di gravità (9,81 m/s²).

Data la profondità di 150cm dello strato rigido n.2, la fondazione viene posta su uno strato di sottofondo in stabilizzato costipato e massiciata in pietra calcarea compattata al fine di realizzare uno strato rigido di allettamento della platea in c.a.

6. CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

Il calcolo strutturale, nonché la determinazione delle caratteristiche delle sollecitazioni riguardanti le fondazioni è stato effettuato mediante l'uso del software di calcolo agli elementi finiti (FEM) ProSAP vers. 23.6.0 usufruendo della licenza E-TIME messa a disposizione della casa costruttrice 2SI per scopi commerciali come mostra la Figura 9.

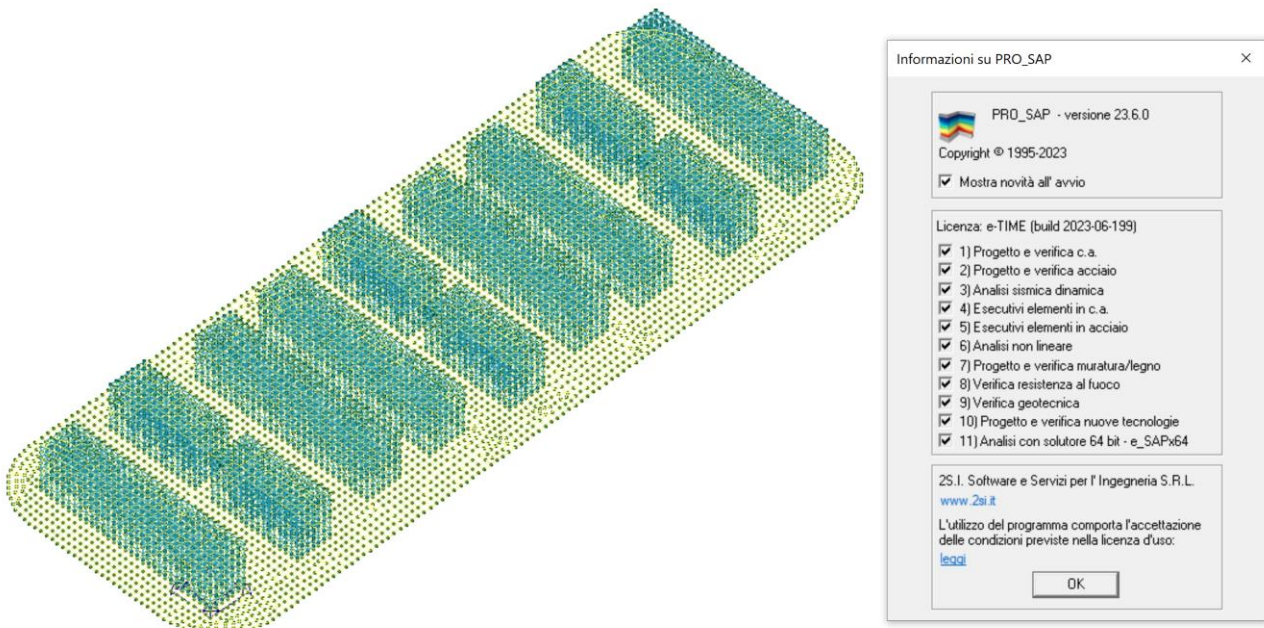


Figura 9 Licenza software ProSAP vers. 23.6.0 con licenza E-TIME

Dal sito web <https://www.2si.it/> è possibile prendere visione di quanto esposto precedentemente (Figura 10).

PRO_SAP:
PROGETTA cemento armato, acciaio, muratura ordinaria e armata, legno, XLAM, travi reticolari miste, pareti estese debolmente armate, rinforzi in FRP per muratura e c.a.
VERIFICA anche edifici esistenti, isolatori, interazione terreno-struttura, resistenza al fuoco, cinematismi di collasso nelle murature.
APPLICA le norme tecniche per le costruzioni, le precedenti normative italiane, gli Eurocodici.
GESTISCE elementi elasto-plastici, non linearità geometriche, stabilità dell'equilibrio, fasi costruttive, analisi pushover.
DISEGNA esecutivi di strutture in c.a., acciaio, legno.
REDIGE relazione di calcolo, relazione geotecnica, computi, piani di manutenzione.
DETTAGLIA solai, scale, tetti, nuclei ascensore, cerchiature nella muratura.
DETERMINA la classificazione sismica degli edifici secondo le linee guida per la classificazione sismica degli edifici (SISMABONUS).
DIALOGA attraverso la tecnologia IFC con gli attori della filiera BIM.

I **moduli** che compongono PRO_SAP sono acquistabili singolarmente per consentire la massima personalizzazione.
Altri programmi consentono la verifica di muri di sostegno, della stabilità dei pendii, degli interventi locali sui capannoni industriali.

L'Assistenza è gratuita per gli utenti delle versioni aggiornate (anche dimostrative).
Grazie a videocorsi, esempi guida, documentazione di affidabilità, corsi, assistenza (telefonica, email, skype, webinar), incontri tecnici gratuiti, i progettisti hanno la possibilità di diventare operativi in pochissimo tempo.

LE VERSIONI GRATUITE si possono utilizzare anche per scopi professionali e realizzano disegni e relazioni di calcolo:
ENTRY (comprende i moduli 1,2,3,4,7) è gratis fino a 150 nodi, consente la generazione di relazioni di calcolo e disegni esecutivi.
e-TIME (comprende tutti i moduli) è gratis sabato, domenica e dalle 20 alle 8 tutti i giorni.

Inoltre, la versione start-UP (comprende tutti i moduli) è pensata per scopi didattici o di ricerca scientifica e non ha limiti di orario o di nodi.

Figura 10 Sito 2si

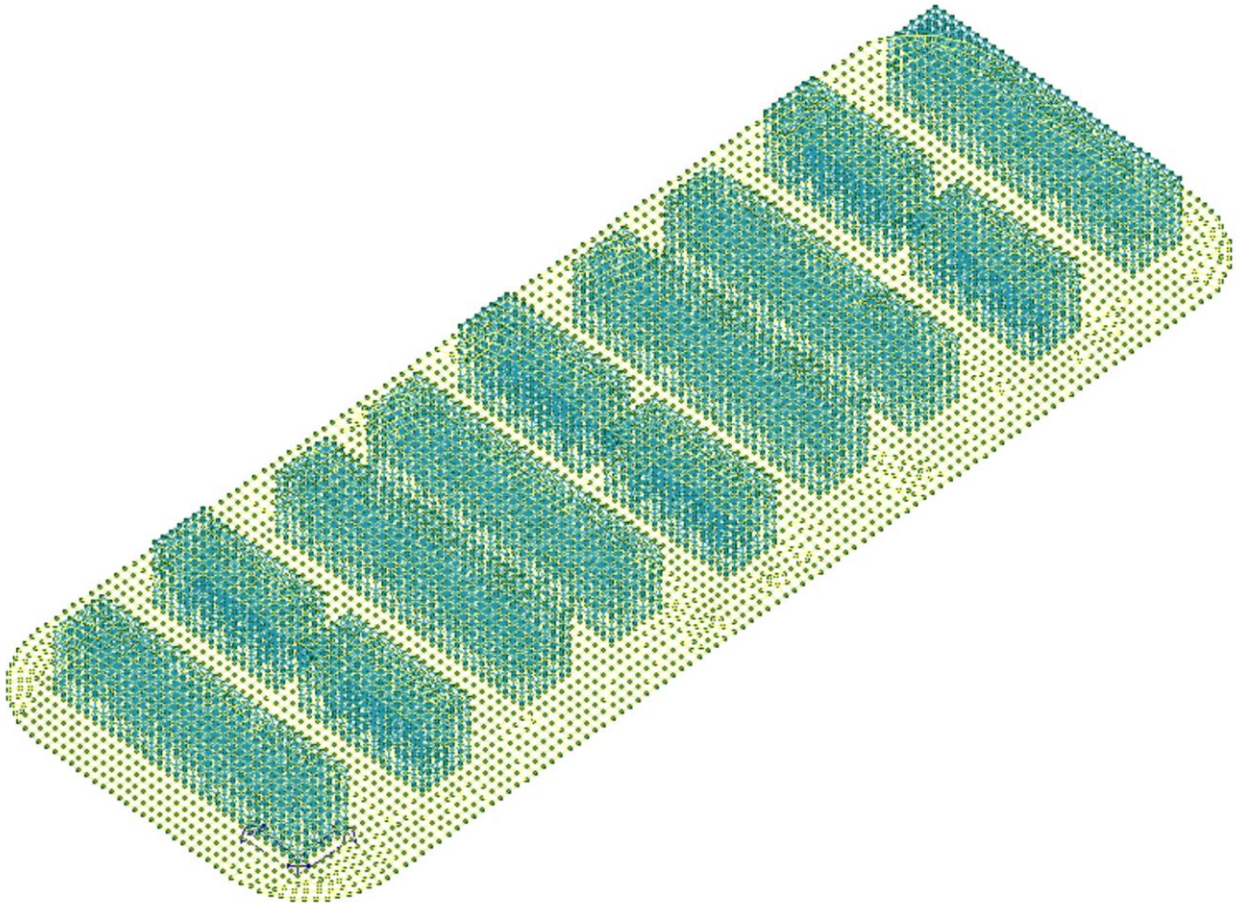
7. DESCRIZIONE DELLA MODELLAZIONE STRUTTURALE

Come accennato nei paragrafi precedenti è stata studiata la struttura fondale sul quale poggiano i container storages per impianti MT mediante la modellazione della stessa agli elementi finiti (FEM). Per la modellazione della fondazione sono stati definiti elementi shell-thick (elementi D3).

Per simulare la presenza dei container, sono state modellate le relative strutture mediante elementi shell.

È possibile prendere visione della modellazione nella Figura 11 in cui è possibile notare anche il numero degli elementi utilizzati:

- Numero di nodi: 17168
- Numero di elementi D2: 0
- Numero di elementi D3: 20189
- Numero di elementi solai: 0



Nodi: 17168 (0); D3: 20189 (0);

Figura 11 Modello della struttura (Fili)

Come si vede dalla Figura 11 il sistema di riferimento XYZ ha come origine il nodo di base del del primo Container. L'asse Z è rivolto verso l'alto, l'asse X diretto in direzione del lato lungo della platea, mentre l'asse Y è diretto in direzione del lato corto della stessa.

Qui di seguito si riportano le due viste estruse del modello.

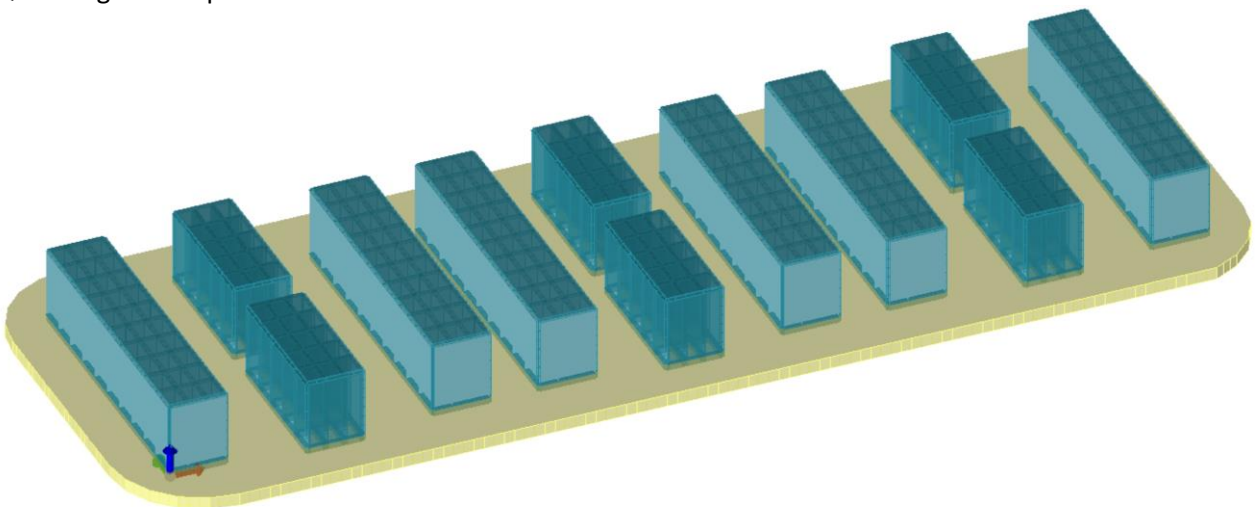


Figura 12 vista estrusa 1

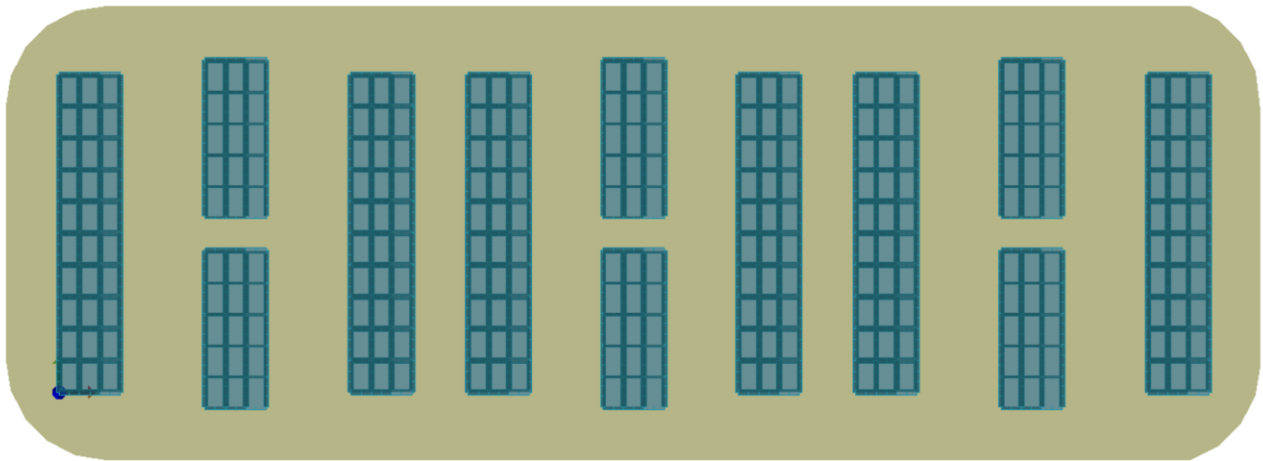


Figura 13 vista estrusa 2: vista dall'alto

La platea è stata modellata mediante elementi shell avente spessore di 50cm.

I container sono stati modellati mediante elementi shell aventi spessore fittizio di 20cm e suddivisi in compartimenti mediante un graticcio di setti al fine di distribuire la loro massa all'interno del proprio volume simulando un elemento solido. Le geometrie di modellazione sono riportate qui di seguito evidenziando, in rosso, gli assi degli elementi shell.

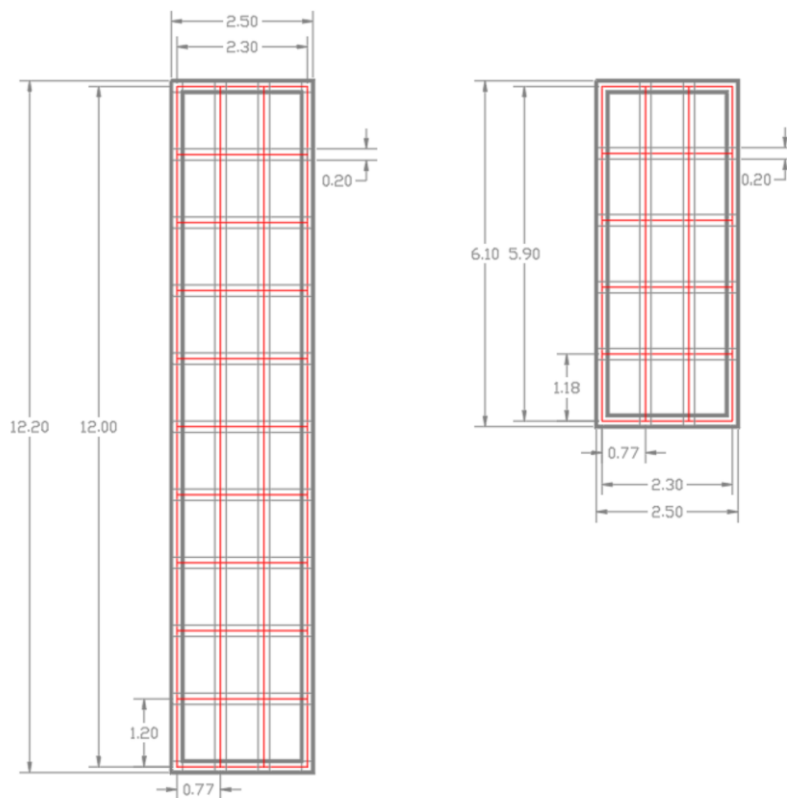


Figura 14 geometria di modellazione dei containers

Tale modellazione è utile per due scopi:

- Assegnare l'azione sismica a tutti i nodi facenti parte del corpo del container
- Assegnare l'azione del vento sulle superfici esterne del container

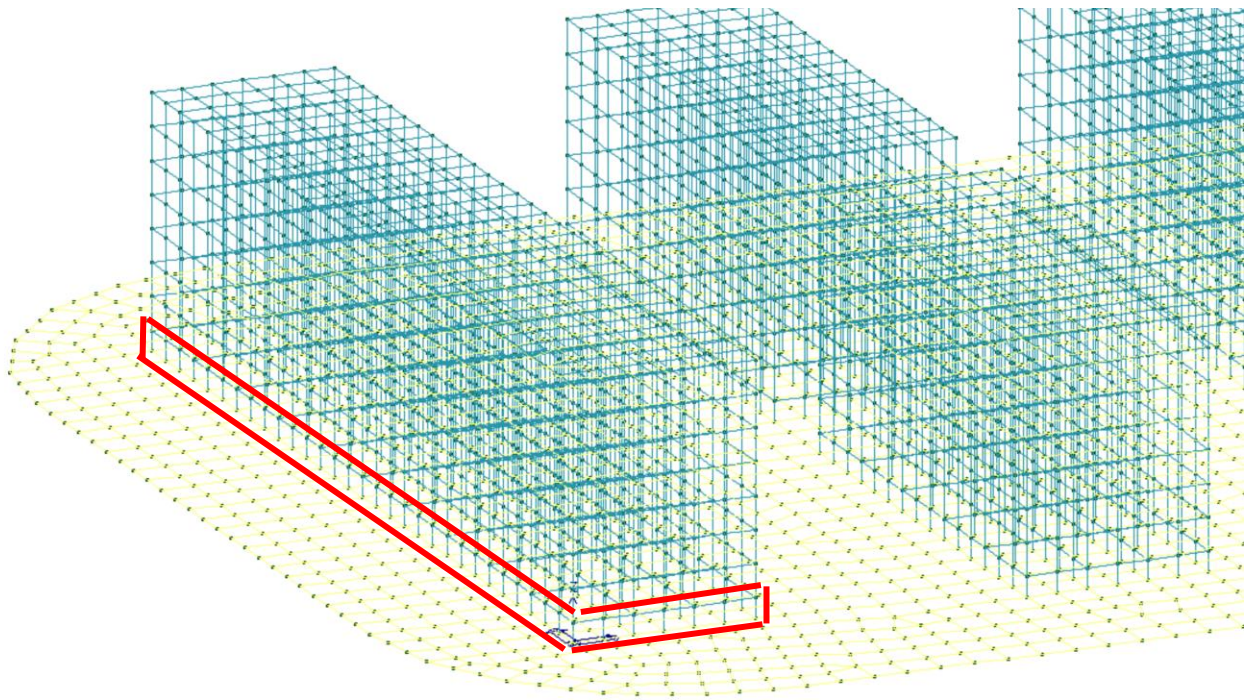


Figura 15 dettaglio container

Alla base dei container, è stata aggiunta una ulteriore meshatura di altezza pari alla metà dello spessore della platea ($50\text{cm} / 2 = 25\text{cm}$) avente lo stesso spessore degli shell dei container e peso specifico nullo per simulare l'appoggio sulla fondazione.

8. VERIFICHE DI REGOLARITA'

Le verifiche di regolarità della costruzione sono regolamentate dal paragrafo 7.2.1 delle NTC2018 così come segue

7.2.1. CARATTERISTICHE GENERALI DELLE COSTRUZIONI

REGOLARITÀ

Le costruzioni devono avere, quanto più possibile, struttura iperstatica caratterizzata da *regolarità in pianta e in altezza*. Se necessario, ciò può essere conseguito suddividendo la struttura, mediante giunti, in unità tra loro dinamicamente indipendenti.

Per quanto riguarda gli edifici, una costruzione è *regolare in pianta* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- a) la distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento;
- b) il rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta di ogni orizzontamento è inferiore a 4;
- c) ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione.

Sempre riferendosi agli edifici, una costruzione è *regolare in altezza* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- d) tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio;

- e) massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o di pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;
- f) il rapporto tra la capacità e la domanda allo *SLV* non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;
- g) eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

Qualora, immediatamente al di sopra della fondazione, sia presente una struttura scatolare rigida, purché progettata con comportamento non dissipativo, i controlli sulla regolarità in altezza possono essere riferiti alla sola struttura sovrastante la scatolare, a condizione che quest'ultima abbia rigidezza rispetto alle azioni orizzontali significativamente maggiore di quella della struttura ad essa sovrastante. Tale condizione si può ritenere soddisfatta se gli spostamenti della struttura sovrastante la scatolare, valutati su un modello con incastri al piede, e gli spostamenti della struttura sovrastante, valutati tenendo conto anche della deformabilità della struttura scatolare, sono sostanzialmente coincidenti.

I containers sono regolari sia in pianta che in altezza.

9. VALUTAZIONE DELLE AZIONI

Al fine di valutare le caratteristiche delle sollecitazioni della struttura fondale sono stati valutati i pesi che gravano su di essa, nonché i carichi verticali permanenti strutturali G1, i carichi permanenti non strutturali G2, i carichi accidentali Qk.

Per quel che concerne le azioni orizzontali sono stati valutati i carichi da vento e i carichi da azione sismica.

9.1. ANALISI DEI CARICHI GRAVITAZIONALI

Qui di seguito vengono distinti i carichi verticali.

CONTAINERS

Come specificato precedentemente, vi sono due tipologie di container:

- Container (A) grandi di dimensioni 12,2m x 2,50m x H2,90m. Peso = 60t = 600 kN;
- Container (B) dimensioni 6,10m x 2,50m x H2,90m. Peso = 30t = 300 kN;

Qui di seguito viene riportata la tipologia di container considerata.

Models	40ft HC ISO Container	
	M48145P5B	M48218P5B
	Manned	Unmanned
Energy [MWh]	5,4	6,8
System Voltage [V dc]	714-1,000	
Dimension [W x H x D, m]	12.2 x 2.9 x 2.5	
Weight [ton] (incl. battery)	50	60
Ambient Temperature [°C]	-20-50	
Communication	CAN2.0B, Modbus TCP/IP	

(Container system design can be changed according to customer requirements)

Figura 16 Container Storage

I container, come detto precedentemente, sono stati modellati mediante elementi shell di spessore 20cm avente peso specifico calcolato in modo da poter determinare il peso effettivo dei due containers.

CONTAINER 12,2 x 2,5 x 2,9			
altezza	H	2,9	m
spessore	sp	0,2	m

lato corto medio	Lx	2,3	m
numero di lati corti	nx	11	
lunghezza totale lati corti	Lx_tot	25,3	m
lato lungo medio	Ly	12	m
numero di lati lunghi medi	ny	4	
lunghezza totale lati lunghi	Ly_tot	48	m
lunghezza totale dei lati	L TOT	73,3	m
area shell superiore	Asup	27,6	mq
peso specifico fittizio	γ_f	12,5	kN/m ³
peso container	G1	600	kN

CONTAINER 6,1 x 2,5 x 2,9			
altezza	H	2,9	m
spessore	sp	0,2	m
lato corto medio	Lx	2,3	m
numero di lati corti	nx	6	
lunghezza totale lati corti	Lx_tot	13,8	m
lato lungo medio	Ly	5,9	m
numero di lati lunghi medi	ny	4	
lunghezza totale lati lunghi	Ly_tot	23,6	m
lunghezza totale dei lati	L TOT	37,4	m
area shell superiore	Asup	13,57	mq
peso specifico fittizio	gamma	12,5	kN/m ³
peso container	G1	305	kN

I pesi dei Containers sono indicati come G1.

I containers sono strutture prefabbricate costituite da materiali plastici e metallici. Per la modellazione degli elementi shell costituenti le pareti dei containers è stato attribuito un modulo elastico medio tra i seguenti:

- Modulo elastico plastica = $E_p = 2500$ MPa
- Modulo elastico alluminio = $E_a = 70000$ MPa

Il modulo elastico medio assunto è pari a 30000MPa

STRUTTURA

Il peso degli elementi strutturali viene automaticamente calcolato in funzione dei pesi specifici e delle sezioni delle stesse e sono del tipo G1.

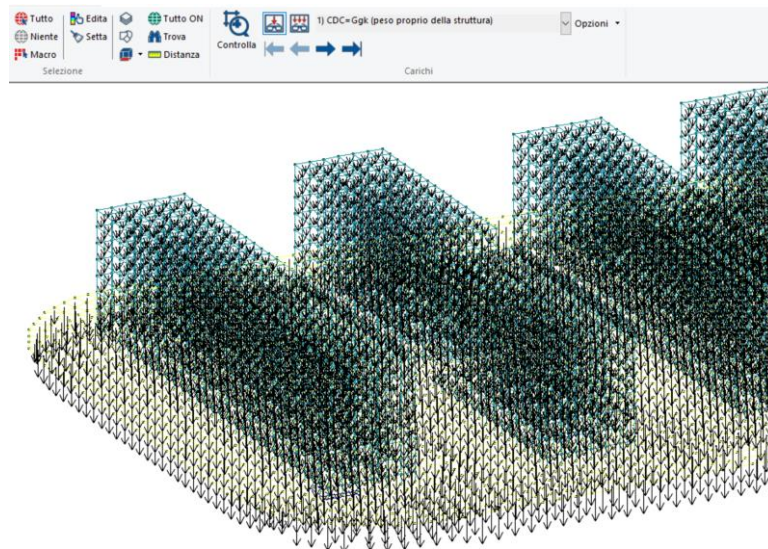


Figura 17 G1 struttura

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI SULLA SOLETTA

Il carico permanente non strutturale sulla soletta è rappresentativo della posa di pavimentazione mediante massetto sulla soletta in c.a. di fondazione.

Si ipotizza che le strutture dei container vengono installate direttamente sulla struttura in c.a.

Tabella 5 Calcolo G2

l [cm]	PACCHETTO PAVIMENTO SULLA SOLETTA							
100	denominazione	larghezza [cm]	spessore [cm]	lunghezza [cm]	γ [kN/m ³]	G_i [kN/m ^{lung}]		$G_{i,TOT}$ [kN/m ²]
S1	massetto trad. (sabbia e cemento)	100	5	100	16	0,00	G2	0,80
S2	pavimento	100	4	100	20	0,80		

Qui di seguito l'applicazione del carico G2 sulla soletta di fondazione.

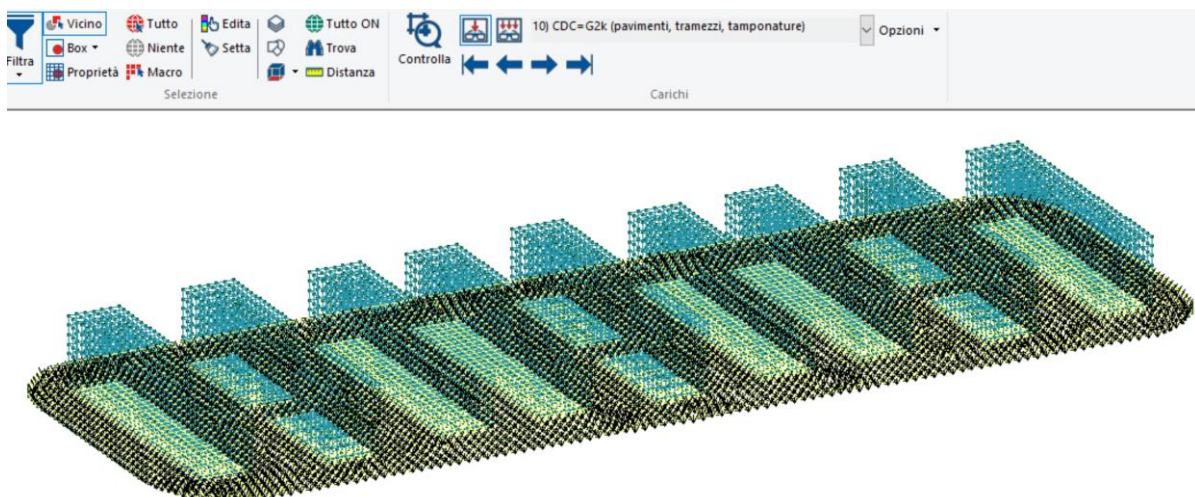


Figura 18 G2 sulla soletta

9.2. DEFINIZIONE DEI CARICHI ACCIDENTALI

Il Paragrafo 3.1.4 delle NTC2018 definisce i carichi accidentali a seconda delle categorie d'uso della costruzione. In particolare si ha che sulla soletta la categoria assunta è E2 il cui carico accidentale è pari a 1,50 kN/m² per la manutenzione dei containers.

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atrii di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4 Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5 Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni:		
		≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	5,00	da valutarsi caso per caso e comunque non minori di 2 x 50,00	
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.
 ** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

Qui di seguito l'applicazione del carico QK_E2.

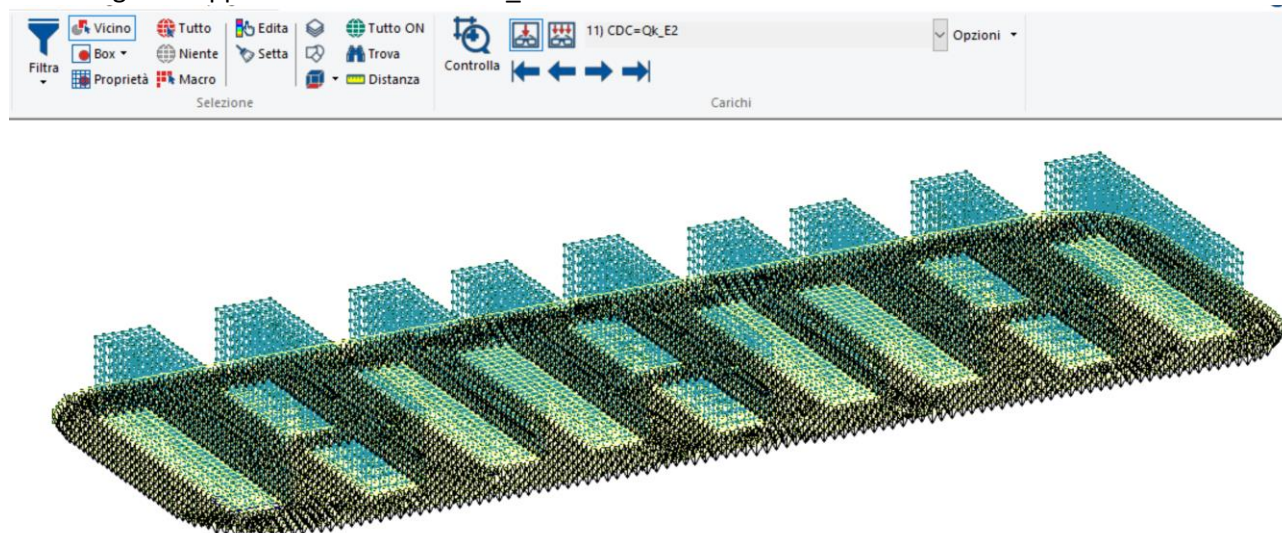


Figura 19 Carico Qk_E2

9.3. DEFINIZIONE DELL'AZIONE DELLA NEVE

La Normativa Tecnica per le Costruzioni vigente del 2018 prevede l'applicazione del carico da neve sui tetti. In particolare il sito oggetto di costruzione ricade nella Zona III a cui corrisponde un carico da neve caratteristico pari a 0.60kN/m² per un'altitudine sul livello del mare inferiore a 200m (vedi Figura 20).

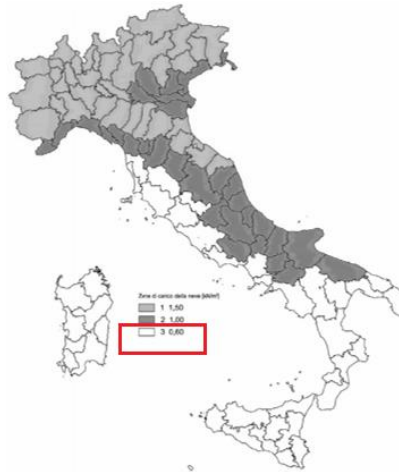


Fig. 3.4.1 - Zone di carico della neve

Figura 20 Zonazione del territorio italiano per il carico da Neve (NTC2018)

Zona I - Alpina

Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza:

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m} \quad [3.4.2]$$

$$q_{sk} = 1,39 [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Zona I - Mediterranea

Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese:

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m} \quad [3.4.3]$$

$$q_{sk} = 1,35 [1 + (a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Zona II

Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona:

$$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m} \quad [3.4.4]$$

$$q_{sk} = 0,85 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Zona III

Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotona, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo:

$$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m} \quad [3.4.5]$$

$$q_{sk} = 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

La NTC2018 prevede la definizione del Coefficiente di esposizione della struttura nel paragrafo 3.4.4. (Figura 21).

Tab. 3.4.I - Valori di C_E per diverse classi di esposizione

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Figura 21 Coefficiente di esposizione (NTC2018)

Definito il coefficiente di esposizione C_E e sapendo che l'inclinazione del tetto di copertura è di 0 gradi è stato stimato il carico da neve di progetto q_s pari a 0,48 kN/m² come riporta la Tabella 6.

Tabella 6 Stima del carico da neve

Zona.neve	III	
as [m]	66	altitudine sul livello del mare
a _{s.lim} [m]	200	
q _{sk} [kN/m ²]	0,6	carico da neve caratteristico da zona
α ₁ [°]	0	inclinazione della falda 1
μ	0,80	coefficiente di forma della falda
C _E	1	Coefficiente di esposizione
C _t	1	Coefficiente termico
q _s [kN/m ²]	0,48	Carico da neve sulla falda

Il carico da neve stimato è pari a 0,50 kN/m² e viene applicato sia sulla soletta di fondazione sia sulle coperture dei containers.

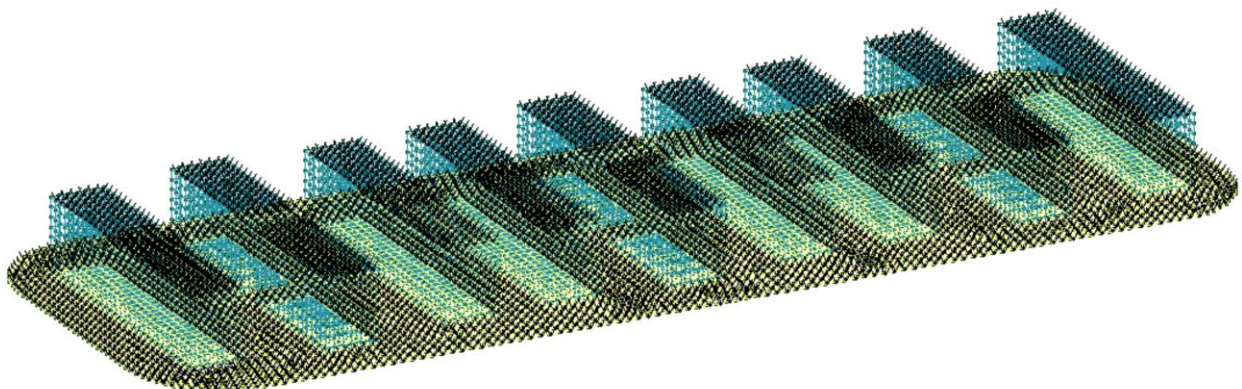


Figura 22 carico neve + manutenzione

9.4. DEFINIZIONE DEL CARICO DA VENTO

Il vento esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali, come in questo caso, tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti definite nel cap. 3.3 della Normativa Tecnica per le Costruzioni 2018.

I parametri che entrano in gioco per la modellazione delle azioni orizzontali da vento sono essenzialmente:

- Velocità di base di riferimento (V_b) in funzione del sito e del coefficiente di altitudine (c_a);
- Velocità di riferimento (V_r) in funzione del periodo di ritorno di progetto (T_R);
- Coefficiente di esposizione ;
- Coefficiente di pressione;
- Coefficiente dinamico
- Pressione cinetica di riferimento

Attraverso tali parametri è possibile valutare la pressione del vento secondo la formula definita nel paragrafo 3.3.4 delle NTC2018.

Si riportano qui di seguito i settaggi per la valutazione delle azioni di vento di progetto.

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32



Fig. 3.3.1 - Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,....); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate,)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa	10 km	30 km	500m	750m	
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

Si riportano qui di seguito i valori numerici di calcolo.

Tabella 7 parametri per azione del vento

Zona.vento	3	
a_s [m]	66	altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione
$v_{b,0}$ [m/s]	27	
a_0 [m]	500	
K_s	0,37	
c_a	1	coefficiente di altitudine
V_b [m/s]	27	Velocità di base di riferimento
T_R [anni]	50	periodo di ritorno
c_r	1,0007	coefficiente di ritorno
V_r [m/s]	27,02	velocità di riferimento

ρ [kg/m ³]	1,25	densità dell'aria
q_r [N/m ²]	456,29	pressione cinetica di riferimento
	C	Classe di rugosità del terreno
	2	Categoria di esposizione del sito (I,II,III,IV,V =1,2,3,4,5)
K_r	0,19	
Z_0 [m]	0,05	
Z_{min} [m]	4	
c_t	1	coefficiente di topografia (posto pari a 1 per zone pianeggianti, ondulate, collinose e montane)
c_d	1	coefficiente dinamico
c_f	0,01	coefficiente d'attrito

Si riporta qui di seguito l'andamento grafico della pressione del vento di progetto in funzione dell'altezza Z.



Figura 23 Andamento dell'azione del vento

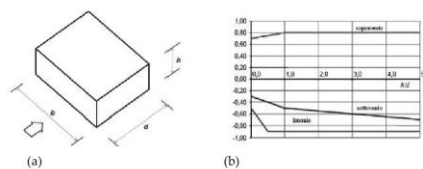
Le strutture dei containers sono alte circa 3,00m e, pertanto, l'azione del vento è pari a

$$p = q_r * c_e(Z) * c_f = 82,15 \text{ daN/m}^2 = 0,82 \text{ kN/m}^2$$

Per le superfici piane viene utilizzato il paragrafo C3.3.8.1.1 della Circolare della NTC2018.

C3.3.8.1.1 Pareti verticali

I coefficienti globali c_{pe} da assumere sulle pareti di un edificio a pianta rettangolare sono riportati in Figura C3.3.2 e in Tabella C3.3.1



a) Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare.
b) Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali

Figura C3.3.2

Tabella G.1 – Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali.

Faccia sopravvento	Facce laterali	Faccia sottovento
$h/d \leq 1: c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$	$h/d \leq 0,5: c_{pe} = -0,5 - 0,8 \cdot h/d$	$h/d \leq 1: c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$
$h/d > 1: c_{pe} = 0,8$	$h/d > 0,5: c_{pe} = -0,9$	$1 < h/d \leq 5: c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$

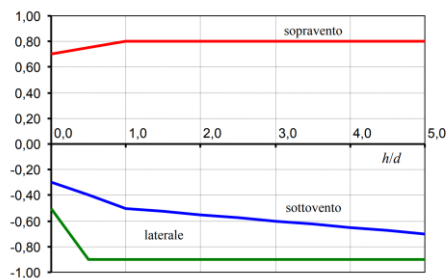


Figura G.2 – Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali.

CP per container A

b	m	12,2
h	m	2,9
d	m	2,5
h/d		1,16
soprav.	0,8	
sottov.	-0,508	

b	m	2,5
h	m	2,9
d	m	12,2
h/d		0,237705
soprav.	0,72	
sottov.	-0,35	

CP per container B

b	m	6,1
h	m	2,9
d	m	2,5
h/d		1,16
soprav.	0,8	
sottov.	-0,508	

b	m	2,5
h	m	2,9
d	m	6,1
h/d		0,47541
soprav.	0,75	
sottov.	-0,40	

Per uniformità di carico i coefficienti di pressione C_p adottati sono:

- sopravvento è pari a 0,80
- sottovento è pari a 0,40.

Qui di seguito l'applicazione delle spinte orizzontali dal vento ($W+x$, $W-x$, $W+y$, $W-y$).

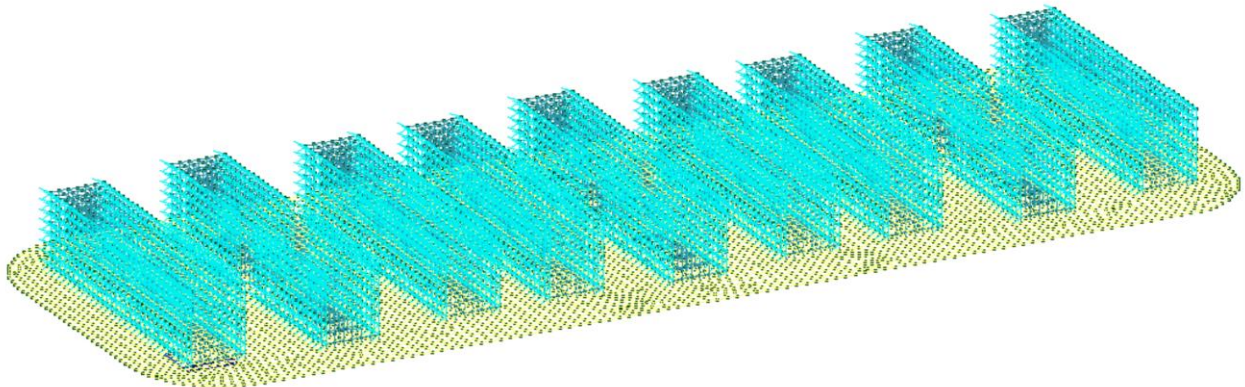


Figura 24 W+x

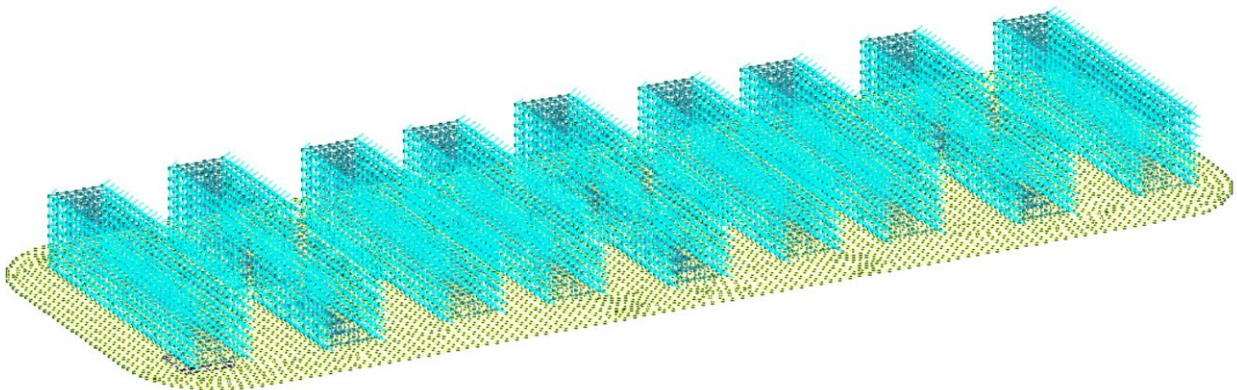


Figura 25 W-x

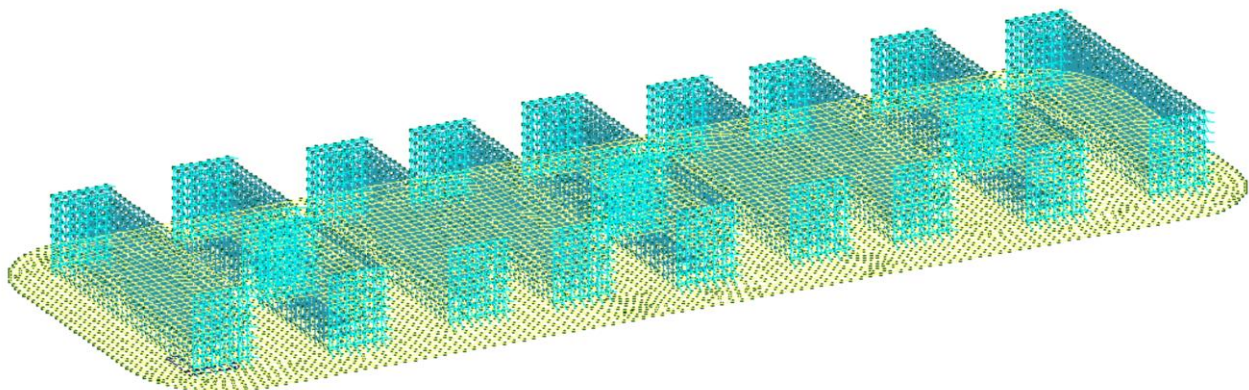


Figura 26 W+y



Figura 27 W-y

9.5. DEFINIZIONE DELL’AZIONE SISMICA MEDIANTE SPETTRI DI PROGETTO S.L.U E S.L.E

L’azione sismica sulle costruzioni è stata valutata a partire dalla “pericolosità sismica di base”, in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

Allo stato attuale, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell’intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/> (Figura 28). Per punti non coincidenti con il reticolo di riferimento e periodi di ritorno non contemplati direttamente si è operato come indicato nell’ allegato alle NTC (rispettivamente media pesata e interpolazione).

L’ azione sismica è stata definita in relazione ad un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d’uso (vedi Tabella 8).

Nel caso in esame, si adotta una classe d’uso II.

2.4.2. CLASSI D’USO

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d’uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l’ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l’ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d’uso III o in Classe d’uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l’ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d’uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l’ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

2.4.3. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L’AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d’uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad [2.4.1]$$

Il valore del coefficiente d’uso C_U è definito, al variare della classe d’uso, come mostrato in Tab. 2.4.II.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d’uso C_U

CLASSE D’USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Per le costruzioni a servizio di attività a rischio di incidente rilevante si adotteranno valori di C_U anche superiori a 2, in relazione alle conseguenze sull’ambiente e sulla pubblica incolumità determinate dal raggiungimento degli stati limite.

Fissato il periodo di riferimento V_r e la probabilità di superamento P_{vr} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_r e i relativi parametri di pericolosità sismica (vedi Tabella 10):

- a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_o : 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;

Tabella 8 Parametri della struttura

Parametri della struttura					
Classe d'uso	Vita V_n [anni]	Coeff. Uso	Periodo V_r [anni]	Tipo di suolo	Categoria topografica
II	50.0	1.0	50.0	B	T1

Individuati su reticolo di riferimento i parametri di pericolosità sismica si valutano i parametri spettrali:

- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente $S = S_s \cdot S_t$ (3.2.3)

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_t
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

- F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale
- F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima verticale, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale
- T_b è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante.
- T_c è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante.
- T_d è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante.

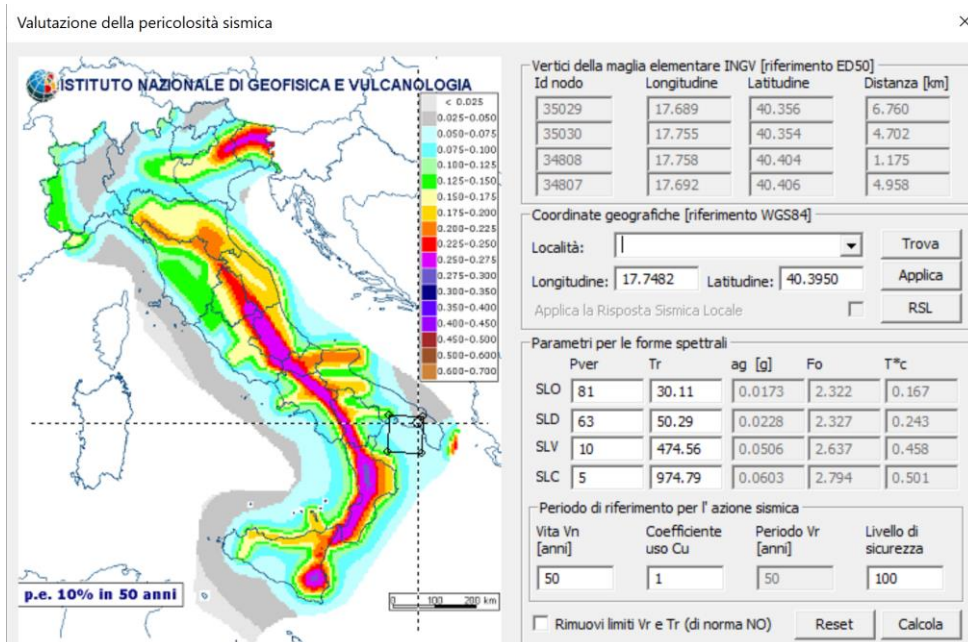


Figura 28 Sito di riferimento nella mappa dell'INGV

Tabella 9 posizione della maglia di interpolazione del sito di riferimento:

Id nodo	Longitudine	Latitudine	Distanza
Loc.	17.748	40.395	Km
35029	17.689	40.356	6.760
35030	17.755	40.354	4.702
34808	17.758	40.404	1.175
34807	17.692	40.406	4.958

Tabella 10 Parametri sismici del sito di riferimento

SL	Pver	Tr	ag	Fo	T*c
		Anni	g		sec
SLO	81.0	30.1	0.017	2.322	0.167
SLD	63.0	50.3	0.023	2.327	0.243
SLV	10.0	474.6	0.051	2.637	0.458
SLC	5.0	974.8	0.060	2.794	0.501

Tabella 11 Parametri degli spettri elastici

SL	ag	S	Fo	Fv	Tb	Tc	Td
	g				sec	sec	sec
SLO	0.017	1.200	2.322	0.412	0.088	0.263	1.669
SLD	0.023	1.200	2.327	0.474	0.118	0.355	1.691
SLV	0.051	1.200	2.637	0.801	0.196	0.589	1.802
SLC	0.060	1.200	2.794	0.926	0.211	0.633	1.841

Gli spettri elastici orizzontali valutati sono:

SLO: Stato Limite di Operatività

SLD: Stato Limite di Danno

SLV: Stato Limite di Salvaguardia della Vita

SLC: Stato Limite di Collasso

Gli spettri elastici sono riportati nella figura seguente.

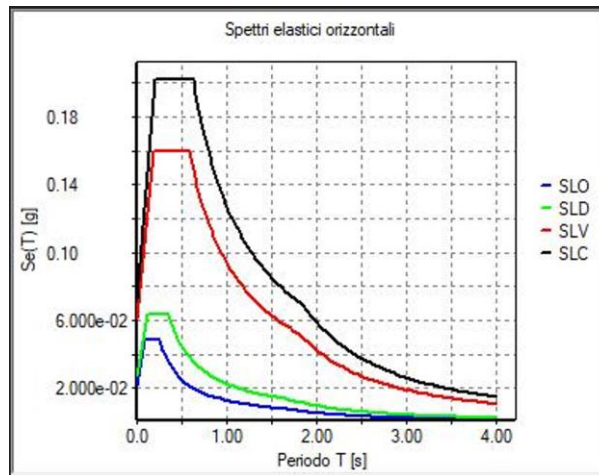


Figura 29 spettri elastici

Una volta definita la classe d'uso della costruzione come mostra la Figura 30, si è passati alla valutazione del fattore di comportamento così come prevede il cap. 7 delle NTC2018 per le costruzioni in cemento e acciaio.

Passo 1

×

Classe d'uso

I edifici di minor importanza per la sicurezza pubblica [edifici agricoli...]

II edifici ordinari

III edifici importanti in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso (scuole, teatri...)

IV edifici la cui funzionalità ha importanza fondamentale per la protezione civile (ospedali, municipi...)

Pericolosità e zonazione

pericolosità sismica

agS per SLV:

Modalità di progettazione semplificata per agS < 0.075

Strutture esistenti

LC1: conoscenza limitata

LC2: conoscenza adeguata

LC3: conoscenza accurata

Fattore di confidenza FC:

S (oriz.)

Sv (vert.)

Figura 30 Classe d'uso II

Identificata la classe d'uso si è passati alla fase successiva: calcolo dei fattori di comportamento.

Calcolo dei fattori di comportamento secondo il D.M. 17/01/2018

La costruzione è caratterizzata da non regolarità in pianta e regolarità in altezza ed è progettata considerando un comportamento non dissipativo (ND) essendo che

$$ag * S = 0,051 * 1,20 = 0,061g < 0,075g$$

7.0. GENERALITÀ

Il presente capitolo disciplina la progettazione e la costruzione delle nuove opere soggette anche all'azione sismica. Le sue indicazioni sono da considerarsi aggiuntive e non sostitutive di quelle riportate nei Capitoli 4, 5 e 6; si deve inoltre far sempre riferimento a quanto indicato nel Capitolo 2, per la valutazione della sicurezza, e nel Capitolo 3, per la valutazione dell'azione sismica.

Le costruzioni caratterizzate, nei confronti dello *SLV*, da $a_g S \leq 0,075g$, in cui S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2, e a_g è l'accelerazione orizzontale massima per il suddetto *SLV* su sito di riferimento rigido, possono essere progettate e verificate come segue:

- si considera la combinazione di azioni definita nel § 2.5.3, applicando, in due direzioni ortogonali, il sistema di forze orizzontali definito dall'espressione [7.3.7] assumendo $F_h = 0,10 W \lambda$ per tutte le tipologie strutturali, essendo λ definito al §7.3.3.2;
- si richiede la sola verifica nei confronti dello *SLV*;
- si utilizza in generale una "progettazione per comportamento strutturale non dissipativo", quale definita nel § 7.2.2; qualora si scelga una "progettazione per comportamento strutturale dissipativo", quale definita nel § 7.2.2, si possono impiegare, in classe di duttilità CD"B", valori unitari per i coefficienti γ_{Rd} di cui alla Tab. 7.2.1;
- ad eccezione del caso di edifici fino a due piani, considerati al di sopra della fondazione o della struttura scatolare rigida di cui al § 7.2.1, gli orizzontamenti devono rispettare i requisiti di rigidezza e resistenza di cui al § 7.2.2.

I containers sono strutture prefabbricate a pannelli. Qui di seguito il calcolo dei fattori di comportamenti.

Caratteristiche costruzione	
Tipo di costruzione	Nuova
Costruzione regolare in pianta	<input checked="" type="checkbox"/>
Costruzione regolare in altezza	<input checked="" type="checkbox"/>
Fattore di regolarità $K_r =$	1.0
Capacità dissipativa	Comportamento non dissipativo (ND)
Parametri fattore in direzione x e y	
Sistema costruttivo	Prefabbricato
Tipologia strutturale	Strutture a pannelli
Valore base fattore $q_0 =$	3.000
Fattore dissipativo $q_d =$	3.000 ($q_0 \times K_r$)
Fattore non dissipativo $q_{nd} =$	1.500 ($2/3 \times q_d \leq 1.5$)
Fattori di comportamento utilizzati	
<input type="checkbox"/> Dissipativi	
$q_{SLU x} =$	3.000
$q_{SLU y} =$	3.000
$q_{SLU z} =$	1.500
<input type="checkbox"/> Non dissipativi	
$q_{SLU x} =$	1.500
$q_{SLU y} =$	1.500
$q_{SLU z} =$	1.500

Figura 31 calcolo fattori di comportamento

I fattori di comportamento adottati sono unitari (si adotta $q=1$) pertanto gli spettri di progetto coincidono con quelli elastici indicati precedentemente.

Come visto precedentemente, la platea supporta molteplici containers indipendenti tra di loro per le quali il loro moto d'insieme vibratorio appartiene a modi di vibrare inferiori. Per tale motivo, ai fini del calcolo sismico, è stato necessario utilizzare l'analisi statica lineare invece dell'analisi dinamica lineare.

7.3.2. ANALISI DINAMICA O STATICA

Oltre che in relazione al fatto che l'analisi sia lineare o non lineare, i metodi d'analisi sono articolati anche in relazione al fatto che l'equilibrio sia trattato dinamicamente o staticamente.

Il metodo d'analisi lineare di riferimento per determinare gli effetti dell'azione sismica, per comportamenti strutturali sia dissipativi sia non dissipativi, è l'analisi modale con spettro di risposta o "analisi lineare dinamica". In essa l'equilibrio è trattato dinamicamente e l'azione sismica è modellata attraverso lo spettro di progetto definito al § 3.2.3.5.

In alternativa all'analisi modale si possono adottare tecniche di analisi più raffinate, quali l'integrazione al passo, modellando l'azione sismica attraverso storie temporali del moto del terreno.

Per le sole costruzioni la cui risposta sismica, in ogni direzione principale, non dipenda significativamente dai modi di vibrare superiori, è possibile utilizzare, per comportamenti strutturali sia dissipativi sia non dissipativi, il metodo delle forze laterali o "analisi lineare statica". In essa l'equilibrio è trattato staticamente, l'analisi della struttura è lineare e l'azione sismica è modellata attraverso lo spettro di progetto definito al § 3.2.3.5.

Infine, per determinare gli effetti dell'azione sismica si possono eseguire analisi non lineari; in esse l'equilibrio è trattato, alternativamente:

- a) dinamicamente ("analisi non lineare dinamica"), modellando l'azione sismica, mediante storie temporali del moto del terreno;
- b) staticamente ("analisi non lineare statica"), modellando l'azione sismica, mediante forze statiche fatte crescere monotonamente.

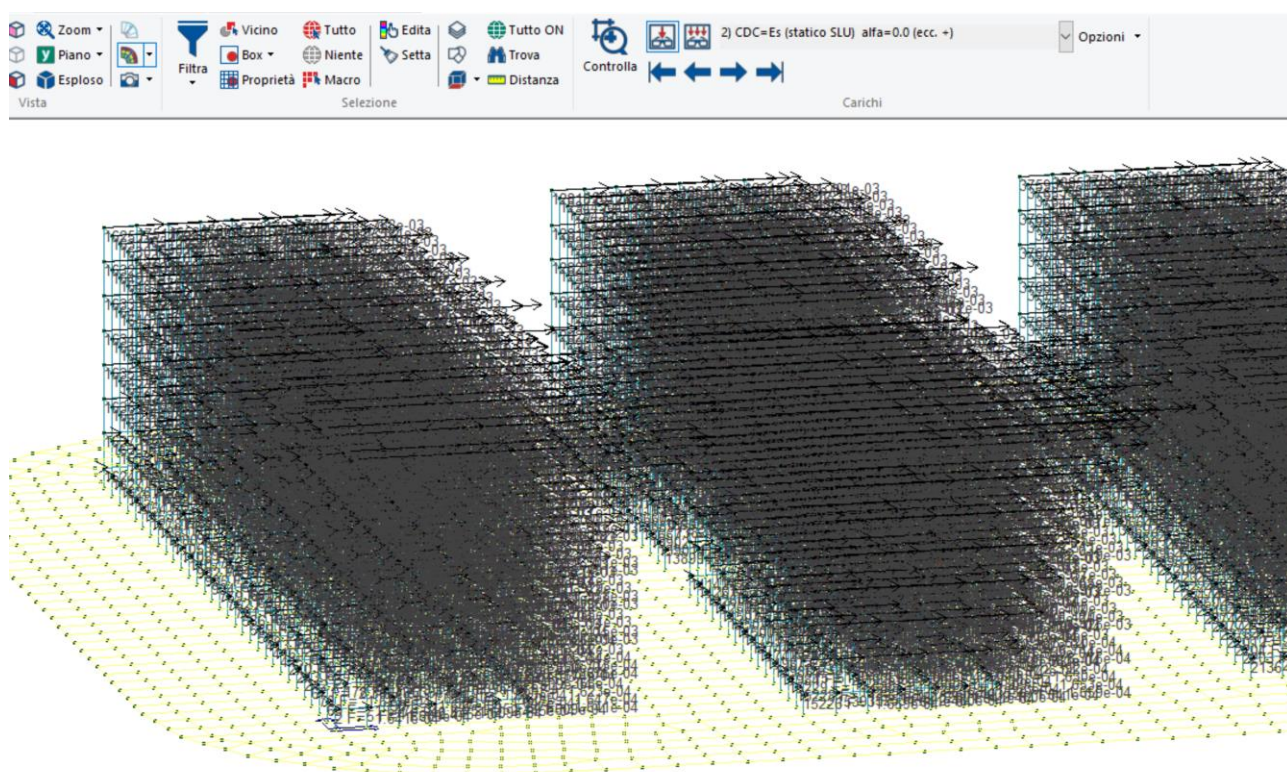


Figura 32 forze sismiche statiche X

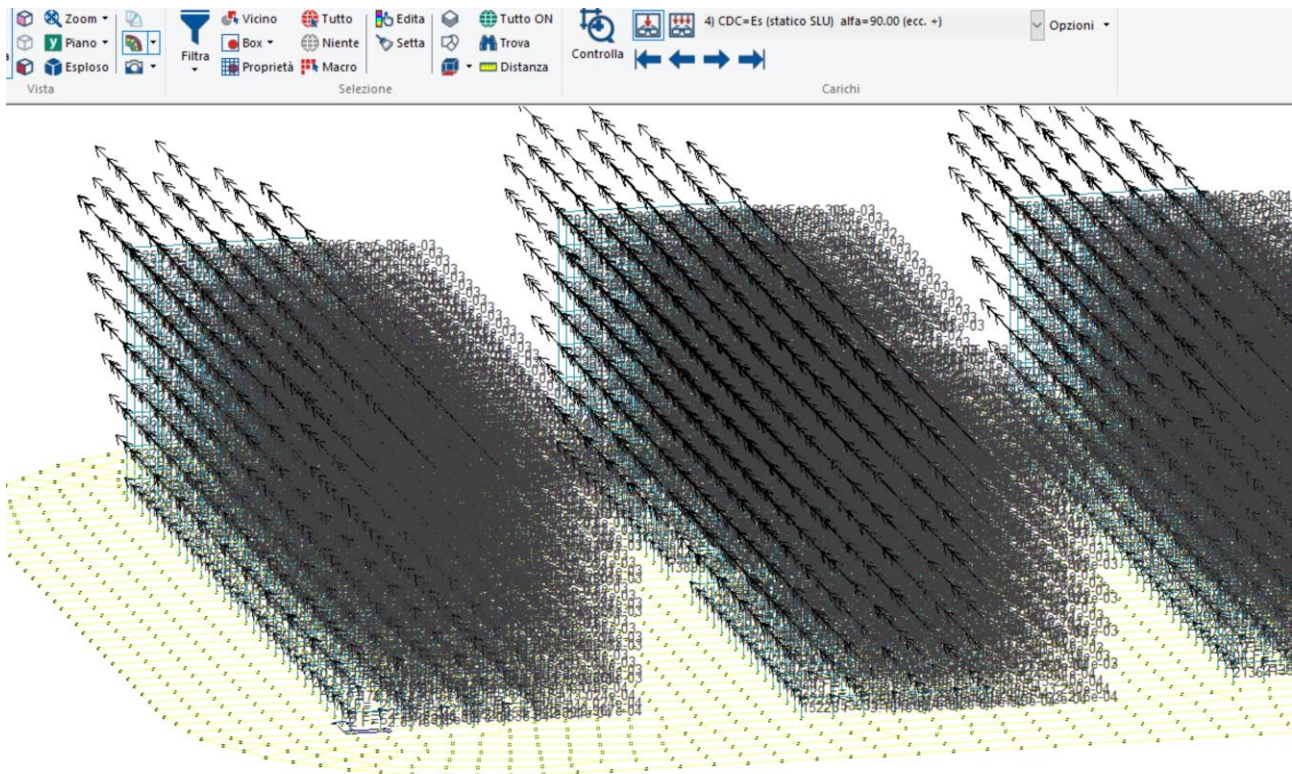


Figura 33 Forze statiche sismiche Y

10.DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI

Il programma consente l'applicazione di diverse tipologie di casi di carico.

Sono previsti i seguenti 12 tipi di casi di carico:

	Sigla	Tipo	Descrizione
1	Ggk	A	caso di carico compressivo del peso proprio struttura
2	Gk	NA	caso di carico con azioni permanenti
3	Qk	NA	caso di carico con azioni variabili
4	Gsk	A	caso di carico compressivo dei carichi permanenti sui solai e sulle coperture
5	Qsk	A	caso di carico compressivo dei carichi variabili sui solai
6	Qnk	A	caso di carico compressivo dei carichi di neve sulle coperture
7	Qtk	SA	caso di carico compressivo di una variazione termica agente sulla struttura
8	Qvk	NA	caso di carico compressivo di azioni da vento sulla struttura
9	Esk	SA	caso di carico sismico con analisi statica equivalente
10	Edk	SA	caso di carico sismico con analisi dinamica
11	Etk	NA	caso di carico compressivo di azioni derivanti dall' incremento di spinta delle terre in condizione sismica
12	Pk	NA	caso di carico compressivo di azioni derivanti da coazioni, cedimenti e precompressioni

Sono di tipo automatico A (ossia non prevedono introduzione dati da parte dell'utente) i seguenti casi di carico: 1-Ggk; 4-Gsk; 5-Qsk; 6-Qnk.

Sono di tipo semi-automatico SA (ossia prevedono una minima introduzione dati da parte dell'utente) i seguenti casi di carico:

7-Qtk, in quanto richiede solo il valore della variazione termica;

9-Esk e 10-Edk, in quanto richiedono il valore dell'angolo di ingresso del sisma e l'individuazione dei casi di carico partecipanti alla definizione delle masse.

Sono di tipo non automatico NA ossia prevedono la diretta applicazione di carichi generici agli elementi strutturali (si veda il precedente punto Modellazione delle Azioni) i restanti casi di carico.

Nella tabella successiva vengono riportati i casi di carico agenti sulla struttura, con l'indicazione dei dati relativi al caso di carico stesso:

Numero Tipo e Sigla identificativa, Valore di riferimento del caso di carico (se previsto).

In successione, per i casi di carico non automatici, viene riportato l'elenco di nodi ed elementi direttamente caricati con la sigla identificativa del carico.

Per i casi di carico di tipo sismico Edk, viene riportata la tabella di definizione delle masse: per ogni caso di carico partecipante alla definizione delle masse viene indicata la relativa aliquota (partecipazione) considerata.

CDC	Tipo	Sigla Id	Note	Per non automatici:
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)		
2	Esk	CDC=Es (statico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)	partecipazione:1.00 per 1 CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
			partecipazione:1.00 per 10 CDC=G2k (pavimenti, tramezzi, tamponature)	
			partecipazione:1.00 per 11 CDC=Qk_E2	
			partecipazione:1.00 per 12 CDC=Qk_neve	
3	Esk	CDC=Es (statico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)	come precedente CDC sismico	
4	Esk	CDC=Es (statico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)	come precedente CDC sismico	
5	Esk	CDC=Es (statico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)	come precedente CDC sismico	
6	Esk	CDC=Es (statico SLD) alfa=0.0 (ecc. +)	come precedente CDC sismico	
7	Esk	CDC=Es (statico SLD) alfa=0.0 (ecc. -)	come precedente CDC sismico	
8	Esk	CDC=Es (statico SLD) alfa=90.00 (ecc. +)	come precedente CDC sismico	
9	Esk	CDC=Es (statico SLD) alfa=90.00 (ecc. -)	come precedente CDC sismico	
10	Gk	CDC=G2k (pavimenti, tramezzi, tamponature)	Azioni applicate:	Ad elementi:
			[11] G2_pavimento - QV:unif - Qz - Area	Su D3
11	Qk	CDC=Qk_E2	Azioni applicate:	Ad elementi:
			[9] Q_E2 - QV:unif - Qz - Area	Su D3
12	Qk	CDC=Qk_neve	Azioni applicate:	Ad elementi:
			[10] Q_neve - QV:unif - Qz - Area	Su D3
13	Qvk	CDC=Qvk (carico da vento) dir X +	Azioni applicate:	Ad elementi:
			[7] QVK PAN ++ vento*0.4 - P3:p= 3.300e-03	Su D3
14	Qvk	CDC=Qvk (carico da vento) dir X -	Azioni applicate:	Ad elementi:
			[8] QVK PAN -- vento*0.4 - P3:p= 3.300e-03	Su D3
15	Qvk	CDC=Qvk (carico da vento) dir Y +	Azioni applicate:	Ad elementi:
			[7] QVK PAN ++ vento*0.4 - P3:p= 3.300e-03	Su D3
16	Qvk	CDC=Qvk (carico da vento) dir Y -	Azioni applicate:	Ad elementi:
			[8] QVK PAN -- vento*0.4 - P3:p= 3.300e-03	Su D3

Il programma combina i diversi tipi di casi di carico (CDC) secondo le regole previste dalla normativa vigente. Le combinazioni previste sono destinate al controllo di sicurezza della struttura ed alla verifica degli spostamenti e delle sollecitazioni.

La prima tabella delle combinazioni riportata di seguito comprende le seguenti informazioni: Numero, Tipo, Sigla identificativa. Una seconda tabella riporta il peso nella combinazione assunto per ogni caso di carico.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

Combinazione fondamentale SLU

$$\gamma G_1 \cdot G_1 + \gamma G_2 \cdot G_2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q_1 \cdot Q_{k1} + \gamma Q_2 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma Q_3 \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara) SLE

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente SLE

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

Combinazione quasi permanente SLE

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

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

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite connessi alle azioni eccezionali

$$G_1 + G_2 + A_d + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Dove:

NTC 2018 Tabella 2.5.I

Destinazione d'uso/azione	ψ_0	ψ_1	ψ_2
<i>Categoria A residenziali</i>	0,70	0,50	0,30
<i>Categoria B uffici</i>	0,70	0,50	0,30
<i>Categoria C ambienti suscettibili di affollamento</i>	0,70	0,70	0,60
<i>Categoria D ambienti ad uso commerciale</i>	0,70	0,70	0,60
<i>Categoria E biblioteche, archivi, magazzini,...</i>	1,00	0,90	0,80
<i>Categoria F Rimesse e parcheggi (autoveicoli $\leq 30kN$)</i>	0,70	0,70	0,60
<i>Categoria G Rimesse e parcheggi (autoveicoli $> 30kN$)</i>	0,70	0,50	0,30
<i>Categoria H Coperture</i>	0,00	0,00	0,00
<i>Vento</i>	0,60	0,20	0,00
<i>Neve a quota $\leq 1000 m$</i>	0,50	0,20	0,00
<i>Neve a quota $> 1000 m$</i>	0,70	0,50	0,20
<i>Variazioni Termiche</i>	0,60	0,50	0,00

Nelle verifiche possono essere adottati in alternativa due diversi approcci progettuali:

- per l'approccio 1 si considerano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti di sicurezza parziali per le azioni, per i materiali e per la resistenza globale (combinazione 1 con coefficienti A1 e combinazione 2 con coefficienti A2),
- per l'approccio 2 si definisce un'unica combinazione per le azioni, per la resistenza dei materiali e per la resistenza globale (con coefficienti A1).

NTC 2018 Tabella 2.6.1

		Coefficiente γ_f	EQU	A1	A2
<i>Carichi permanenti</i>	<i>Favorevoli</i>	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	<i>Sfavorevoli</i>		1,1	1,3	1,0
<i>Carichi permanenti non strutturali (Non compiutamente definiti)</i>	<i>Favorevoli</i>	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	<i>Sfavorevoli</i>		1,5	1,5	1,3
<i>Carichi variabili</i>	<i>Favorevoli</i>	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	<i>Sfavorevoli</i>		1,5	1,5	1,3

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
1	SLU	Comb. SLU A1 1	
2	SLU	Comb. SLU A1 2	
3	SLU	Comb. SLU A1 3	
4	SLU	Comb. SLU A1 4	
5	SLU	Comb. SLU A1 5	
6	SLU	Comb. SLU A1 6	
7	SLU	Comb. SLU A1 7	
8	SLU	Comb. SLU A1 8	
9	SLU	Comb. SLU A1 9	
10	SLU	Comb. SLU A1 10	
11	SLU	Comb. SLU A1 11	
12	SLU	Comb. SLU A1 12	
13	SLU	Comb. SLU A1 13	
14	SLU	Comb. SLU A1 14	
15	SLU	Comb. SLU A1 15	
16	SLU	Comb. SLU A1 16	
17	SLU	Comb. SLU A1 17	
18	SLU	Comb. SLU A1 18	
19	SLU	Comb. SLU A1 19	
20	SLU	Comb. SLU A1 20	
21	SLU	Comb. SLU A1 21	
22	SLU	Comb. SLU A1 22	
23	SLU	Comb. SLU A1 23	
24	SLU	Comb. SLU A1 24	
25	SLU	Comb. SLU A1 25	
26	SLU	Comb. SLU A1 26	
27	SLU	Comb. SLU A1 27	
28	SLU	Comb. SLU A1 28	
29	SLU	Comb. SLU A1 29	
30	SLU	Comb. SLU A1 30	
31	SLU	Comb. SLU A1 31	
32	SLU	Comb. SLU A1 32	
33	SLU	Comb. SLU A1 33	
34	SLU	Comb. SLU A1 34	

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
35	SLU	Comb. SLU A1 35	
36	SLU	Comb. SLU A1 36	
37	SLU	Comb. SLU A1 37	
38	SLU	Comb. SLU A1 38	
39	SLU	Comb. SLU A1 39	
40	SLU	Comb. SLU A1 40	
41	SLU	Comb. SLU A1 41	
42	SLU	Comb. SLU A1 42	
43	SLU	Comb. SLU A1 43	
44	SLU	Comb. SLU A1 44	
45	SLU	Comb. SLU A1 45	
46	SLU	Comb. SLU A1 46	
47	SLU	Comb. SLU A1 47	
48	SLU	Comb. SLU A1 48	
49	SLU	Comb. SLU A1 49	
50	SLU	Comb. SLU A1 50	
51	SLU	Comb. SLU A1 51	
52	SLU	Comb. SLU A1 52	
53	SLU	Comb. SLU A1 53	
54	SLU	Comb. SLU A1 54	
55	SLU	Comb. SLU A1 55	
56	SLU	Comb. SLU A1 56	
57	SLU	Comb. SLU A1 57	
58	SLU	Comb. SLU A1 58	
59	SLU	Comb. SLU A1 59	
60	SLU	Comb. SLU A1 60	
61	SLU	Comb. SLU A1 61	
62	SLU	Comb. SLU A1 62	
63	SLU	Comb. SLU A1 63	
64	SLU	Comb. SLU A1 64	
65	SLU	Comb. SLU A1 65	
66	SLU	Comb. SLU A1 66	
67	SLU	Comb. SLU A1 67	
68	SLU	Comb. SLU A1 68	
69	SLU	Comb. SLU A1 69	
70	SLU	Comb. SLU A1 70	
71	SLU	Comb. SLU A1 71	
72	SLU	Comb. SLU A1 72	
73	SLU	Comb. SLU A1 73	
74	SLU	Comb. SLU A1 74	
75	SLU	Comb. SLU A1 75	
76	SLU	Comb. SLU A1 76	
77	SLU	Comb. SLU A1 77	
78	SLU	Comb. SLU A1 78	
79	SLU	Comb. SLU A1 79	
80	SLU	Comb. SLU A1 80	
81	SLU	Comb. SLU A1 81	
82	SLU	Comb. SLU A1 82	
83	SLU	Comb. SLU A1 83	
84	SLU	Comb. SLU A1 84	
85	SLU	Comb. SLU A1 85	
86	SLU	Comb. SLU A1 86	
87	SLU	Comb. SLU A1 87	
88	SLU	Comb. SLU A1 88	
89	SLU	Comb. SLU A1 89	
90	SLU	Comb. SLU A1 90	
91	SLU	Comb. SLU A1 91	
92	SLU	Comb. SLU A1 92	
93	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 93	
94	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 94	
95	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 95	
96	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 96	
97	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 97	
98	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 98	
99	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 99	
100	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 100	
101	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 101	
102	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 102	
103	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 103	

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
104	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 104	
105	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 105	
106	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 106	
107	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 107	
108	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 108	
109	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 109	
110	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 110	
111	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 111	
112	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 112	
113	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 113	
114	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 114	
115	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 115	
116	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 116	
117	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 117	
118	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 118	
119	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 119	
120	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 120	
121	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 121	
122	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 122	
123	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 123	
124	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 124	
125	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 125	
126	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 126	
127	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 127	
128	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 128	
129	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 129	
130	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 130	
131	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 131	
132	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 132	
133	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 133	
134	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 134	
135	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 135	
136	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 136	
137	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 137	
138	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 138	
139	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 139	
140	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 140	
141	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 141	
142	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 142	
143	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 143	
144	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 144	
145	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 145	
146	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 146	
147	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 147	
148	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 148	
149	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 149	
150	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 150	
151	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 151	
152	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 152	
153	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 153	
154	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 154	
155	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 155	
156	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 156	
157	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 157	
158	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 158	
159	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 159	
160	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 160	
161	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 161	
162	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 162	
163	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 163	
164	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 164	
165	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 165	
166	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 166	
167	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 167	
168	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 168	
169	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 169	
170	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 170	
171	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 171	
172	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 172	

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
173	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 173	
174	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 174	
175	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 175	
176	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 176	
177	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 177	
178	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 178	
179	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 179	
180	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 180	
181	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 181	
182	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 182	
183	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 183	
184	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 184	
185	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 185	
186	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 186	
187	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 187	
188	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 188	
189	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 189	
190	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 190	
191	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 191	
192	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 192	
193	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 193	
194	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 194	
195	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 195	
196	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 196	
197	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 197	
198	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 198	
199	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 199	
200	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 200	
201	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 201	
202	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 202	
203	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 203	
204	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 204	
205	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 205	
206	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 206	
207	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 207	
208	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 208	
209	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 209	
210	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 210	
211	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 211	
212	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 212	
213	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 213	
214	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 214	
215	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 215	
216	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 216	
217	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 217	

La tabella seguente tabella mostra le combinazioni dei casi di carico con i coefficienti moltiplicativi dei carichi.

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
1	1.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
2	1.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	0.75	0.0	0.0
	0.0	0.0												
3	1.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
4	1.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.50	0.75	0.0	0.0
	0.0	0.0												
5	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
6	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	0.0	0.75	0.0	0.0
	0.0	0.0												
7	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	1.50	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
8	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	1.50	0.75	0.0	0.0
	0.0	0.0												
9	1.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	1.50	0.0	0.0
	0.0	0.0												

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
10	1.30 0.0	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.50	1.50	0.0	0.0
11	1.00 0.0	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	0.0	1.50	0.0	0.0
12	1.00 0.0	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	1.50	1.50	0.0	0.0
13	1.30 0.0	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	0.0	0.90	0.0
14	1.30 0.0	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	0.75	0.90	0.0
15	1.30 0.0	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.50	0.0	0.90	0.0
16	1.30 0.0	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.50	0.75	0.90	0.0
17	1.00 0.0	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	0.0	0.0	0.90	0.0
18	1.00 0.0	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	0.0	0.75	0.90	0.0
19	1.00 0.0	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	1.50	0.0	0.90	0.0
20	1.00 0.0	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	1.50	0.75	0.90	0.0
21	1.30 0.0	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	1.50	0.90	0.0
22	1.30 0.0	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.50	1.50	0.90	0.0
23	1.00 0.0	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	0.0	1.50	0.90	0.0
24	1.00 0.0	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	1.50	1.50	0.90	0.0
25	1.30 0.0	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	0.0	1.50	0.0
26	1.30 0.0	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	0.75	1.50	0.0
27	1.30 0.0	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.50	0.0	1.50	0.0
28	1.30 0.0	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.50	0.75	1.50	0.0
29	1.00 0.0	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	0.0	0.0	1.50	0.0
30	1.00 0.0	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	0.0	0.75	1.50	0.0
31	1.00 0.0	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	1.50	0.0	1.50	0.0
32	1.00 0.0	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	1.50	0.75	1.50	0.0
33	1.30 0.0	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.90
34	1.30 0.0	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	0.75	0.0	0.90
35	1.30 0.0	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.50	0.0	0.0	0.90
36	1.30 0.0	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.50	0.75	0.0	0.90
37	1.00 0.0	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	0.0	0.0	0.0	0.90
38	1.00 0.0	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	0.0	0.75	0.0	0.90
39	1.00 0.0	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	1.50	0.0	0.0	0.90
40	1.00 0.0	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	1.50	0.75	0.0	0.90
41	1.30 0.0	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	1.50	0.0	0.90
42	1.30 0.0	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.50	1.50	0.0	0.90
43	1.00 0.0	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	0.0	1.50	0.0	0.90

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
44	1.00 0.0	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	1.50	1.50	0.0	0.90
45	1.30 0.0	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	1.50
46	1.30 0.0	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	0.75	0.0	1.50
47	1.30 0.0	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.50	0.0	0.0	1.50
48	1.30 0.0	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.50	0.75	0.0	1.50
49	1.00 0.0	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	0.0	0.0	0.0	1.50
50	1.00 0.0	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	0.0	0.75	0.0	1.50
51	1.00 0.0	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	1.50	0.0	0.0	1.50
52	1.00 0.0	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	1.50	0.75	0.0	1.50
53	1.30 0.90	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0
54	1.30 0.90	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	0.75	0.0	0.0
55	1.30 0.90	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0
56	1.30 0.90	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.50	0.75	0.0	0.0
57	1.00 0.90	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0
58	1.00 0.90	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	0.0	0.75	0.0	0.0
59	1.00 0.90	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	1.50	0.0	0.0	0.0
60	1.00 0.90	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	1.50	0.75	0.0	0.0
61	1.30 0.90	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	1.50	0.0	0.0
62	1.30 0.90	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.50	1.50	0.0	0.0
63	1.00 0.90	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	0.0	1.50	0.0	0.0
64	1.00 0.90	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	1.50	1.50	0.0	0.0
65	1.30 1.50	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0
66	1.30 1.50	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	0.75	0.0	0.0
67	1.30 1.50	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0
68	1.30 1.50	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.50	0.75	0.0	0.0
69	1.00 1.50	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0
70	1.00 1.50	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	0.0	0.75	0.0	0.0
71	1.00 1.50	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	1.50	0.0	0.0	0.0
72	1.00 1.50	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	1.50	0.75	0.0	0.0
73	1.30 0.0	0.0 0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0
74	1.30 0.0	0.0 0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	0.75	0.0	0.0
75	1.30 0.0	0.0 0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0
76	1.30 0.0	0.0 0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.50	0.75	0.0	0.0
77	1.00 0.0	0.0 0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
78	1.00 0.0	0.0 0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	0.0	0.75	0.0	0.0
79	1.00 0.0	0.0 0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	1.50	0.0	0.0	0.0
80	1.00 0.0	0.0 0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	1.50	0.75	0.0	0.0
81	1.30 0.0	0.0 0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	1.50	0.0	0.0
82	1.30 0.0	0.0 0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.50	1.50	0.0	0.0
83	1.00 0.0	0.0 0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	0.0	1.50	0.0	0.0
84	1.00 0.0	0.0 0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	1.50	1.50	0.0	0.0
85	1.30 0.0	0.0 1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0
86	1.30 0.0	0.0 1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	0.75	0.0	0.0
87	1.30 0.0	0.0 1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0
88	1.30 0.0	0.0 1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.50	0.75	0.0	0.0
89	1.00 0.0	0.0 1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0
90	1.00 0.0	0.0 1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	0.0	0.75	0.0	0.0
91	1.00 0.0	0.0 1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	1.50	0.0	0.0	0.0
92	1.00 0.0	0.0 1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	1.50	0.75	0.0	0.0
93	1.00 0.0	-1.00 0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
94	1.00 0.0	-1.00 0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
95	1.00 0.0	1.00 0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
96	1.00 0.0	1.00 0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
97	1.00 0.0	-1.00 0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
98	1.00 0.0	-1.00 0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
99	1.00 0.0	1.00 0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
100	1.00 0.0	1.00 0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
101	1.00 0.0	0.0 0.0	-1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
102	1.00 0.0	0.0 0.0	-1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
103	1.00 0.0	0.0 0.0	1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
104	1.00 0.0	0.0 0.0	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
105	1.00 0.0	0.0 0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
106	1.00 0.0	0.0 0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
107	1.00 0.0	0.0 0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
108	1.00 0.0	0.0 0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
109	1.00 0.0	-0.30 0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
110	1.00 0.0	-0.30 0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
111	1.00 0.0	0.30 0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
112	1.00	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
113	1.00	0.0	-0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
114	1.00	0.0	-0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
115	1.00	0.0	0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
116	1.00	0.0	0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
117	1.00	-0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
118	1.00	-0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
119	1.00	0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
120	1.00	0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
121	1.00	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
122	1.00	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
123	1.00	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
124	1.00	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
125	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
126	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
127	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
128	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
129	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	-0.30	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
130	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.30	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
131	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	-0.30	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
132	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.30	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
133	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	-0.30	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
134	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.30	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
135	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	-0.30	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
136	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.30	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
137	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
138	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
139	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
140	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
141	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
142	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
143	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
144	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
145	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	-1.00	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
146	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	1.00	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
147	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	-1.00	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
148	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	1.00	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
149	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	-1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
150	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
151	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	-1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
152	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
153	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	-1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
154	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
155	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
156	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
157	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
158	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.50	0.0	0.0
	0.0	0.0												
159	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
160	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.50	0.0	0.0
	0.0	0.0												
161	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0
	0.0	0.0												
162	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0
	0.0	0.0												
163	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.60	0.0
	0.0	0.0												
164	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.50	0.60	0.0
	0.0	0.0												
165	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.60	0.0
	0.0	0.0												
166	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.50	0.60	0.0
	0.0	0.0												
167	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	1.00	0.60	0.0
	0.0	0.0												
168	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0
	0.0	0.0												
169	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0												
170	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.50	1.00	0.0
	0.0	0.0												
171	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0												
172	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.50	1.00	0.0
	0.0	0.0												
173	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.60
	0.0	0.0												
174	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.50	0.0	0.60
	0.0	0.0												
175	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.60
	0.0	0.0												
176	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.50	0.0	0.60
	0.0	0.0												
177	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	1.00	0.0	0.60
	0.0	0.0												
178	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	1.00	0.0	0.60
	0.0	0.0												
179	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0												

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
180	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.50	0.0	1.00
	0.0	0.0												
181	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0												
182	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.50	0.0	1.00
	0.0	0.0												
183	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.60	0.0												
184	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.50	0.0	0.0
	0.60	0.0												
185	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0
	0.60	0.0												
186	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.50	0.0	0.0
	0.60	0.0												
187	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0
	0.60	0.0												
188	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0
	0.60	0.0												
189	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
	1.00	0.0												
190	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.50	0.0	0.0
	1.00	0.0												
191	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0
	1.00	0.0												
192	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.50	0.0	0.0
	1.00	0.0												
193	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.60												
194	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.50	0.0	0.0
	0.0	0.60												
195	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.60												
196	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.50	0.0	0.0
	0.0	0.60												
197	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0
	0.0	0.60												
198	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0
	0.0	0.60												
199	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.00												
200	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.50	0.0	0.0
	0.0	1.00												
201	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.00												
202	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.50	0.0	0.0
	0.0	1.00												
203	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
204	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.90	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
205	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.20	0.0	0.0
	0.0	0.0												
206	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
207	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.80	0.20	0.0	0.0
	0.0	0.0												
208	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.20	0.0
	0.0	0.0												
209	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.80	0.0	0.20	0.0
	0.0	0.0												
210	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.20
	0.0	0.0												
211	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.20
	0.0	0.0												
212	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.20	0.0												
213	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.20	0.0												

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
214	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.20												
215	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.20												
216	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
217	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												

11.PROGETTO E VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI E STATI LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

11.1. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI S.L.U E S.L.V

In questo paragrafo si riportano i diagrammi delle caratteristiche delle sollecitazioni di tutti gli elementi strutturali. Per quanto riguarda la fondazione si riportano i valori significativi massimi e minimi delle tensioni e le loro integrazioni in termini di sollecitazioni risultanti.

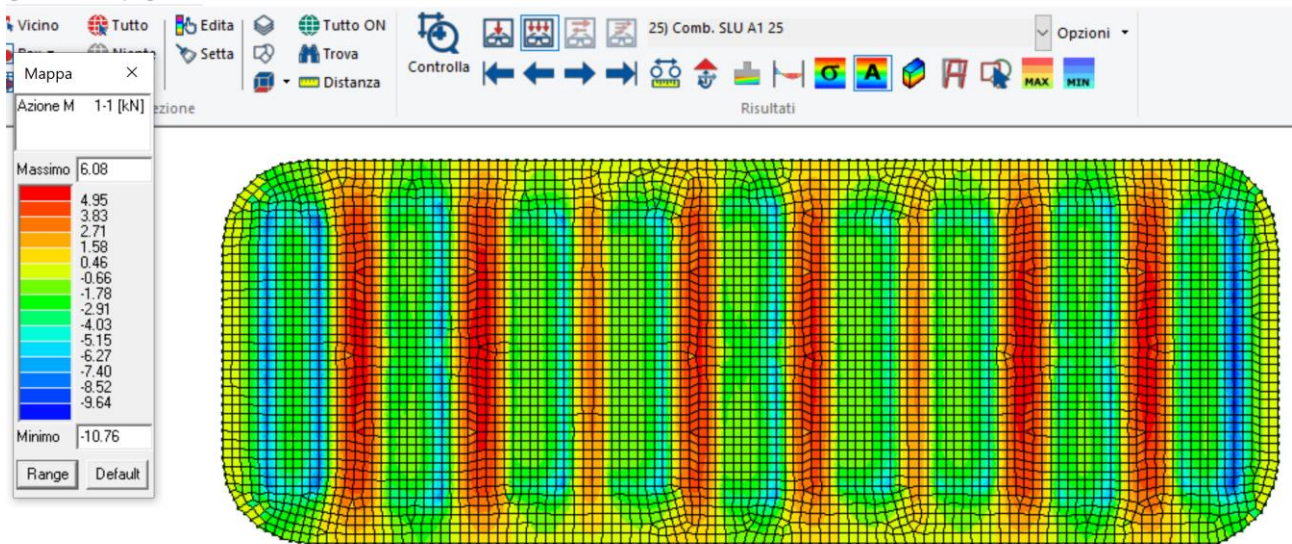


Figura 34 M1-1 max SLU fondazione

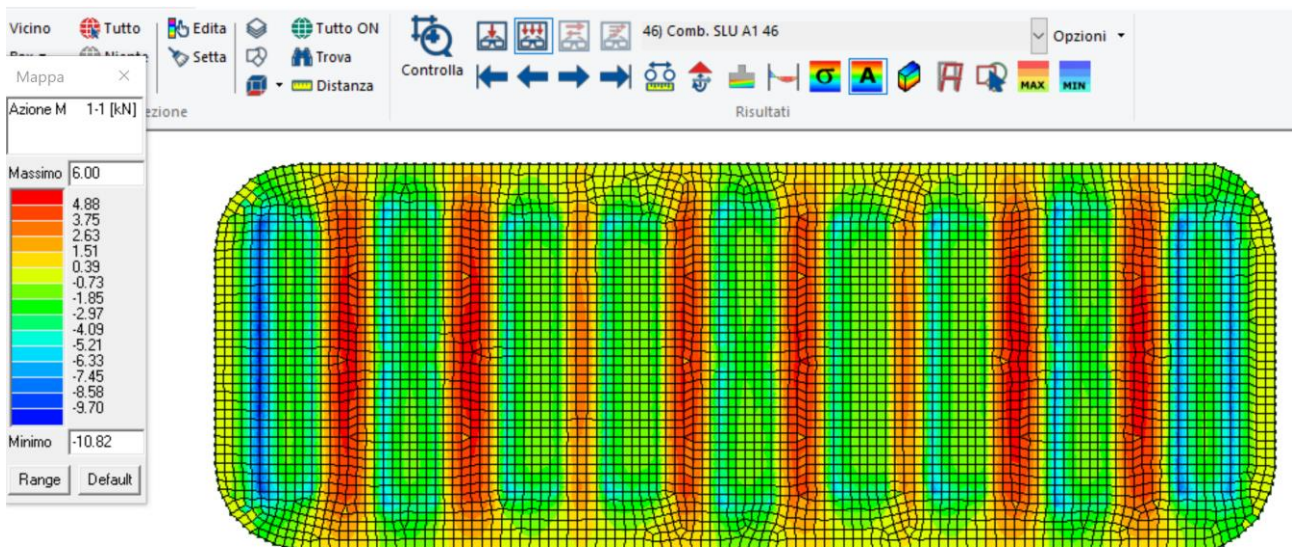


Figura 35 M1-1 min SLU fondazione

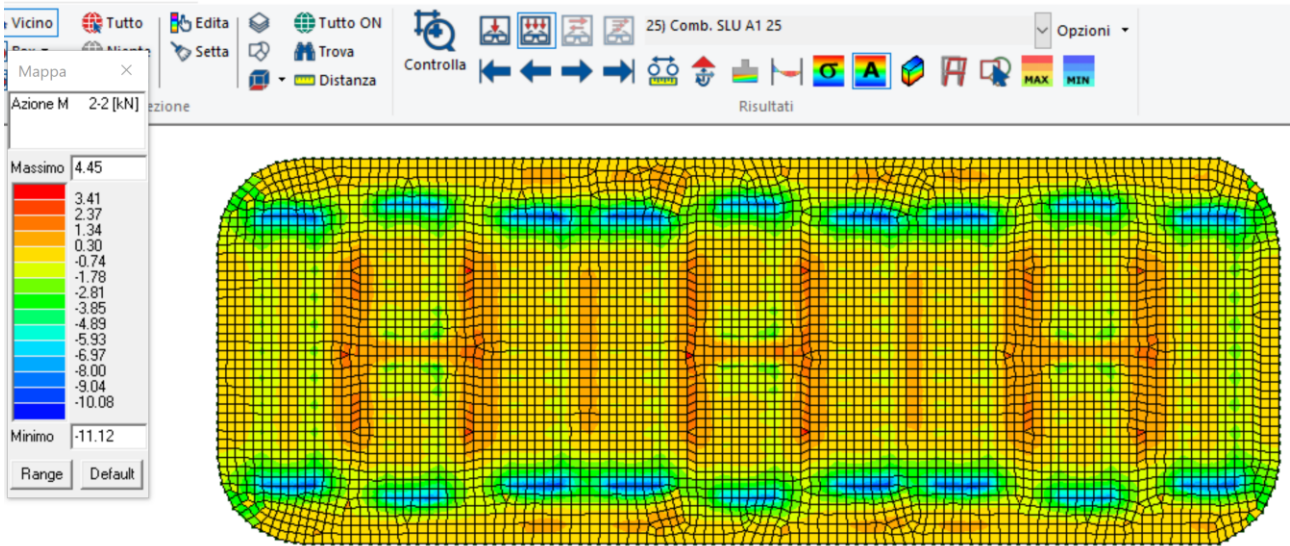


Figura 36 M2-2 max SLU fondazione

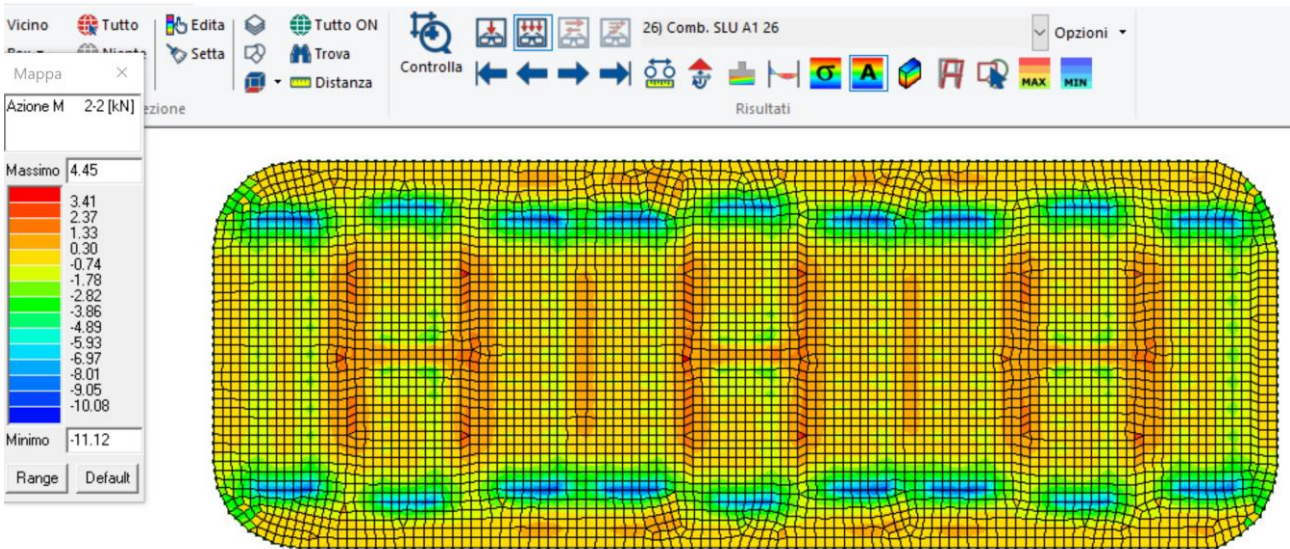


Figura 37 M2-2 min SLU fondazione

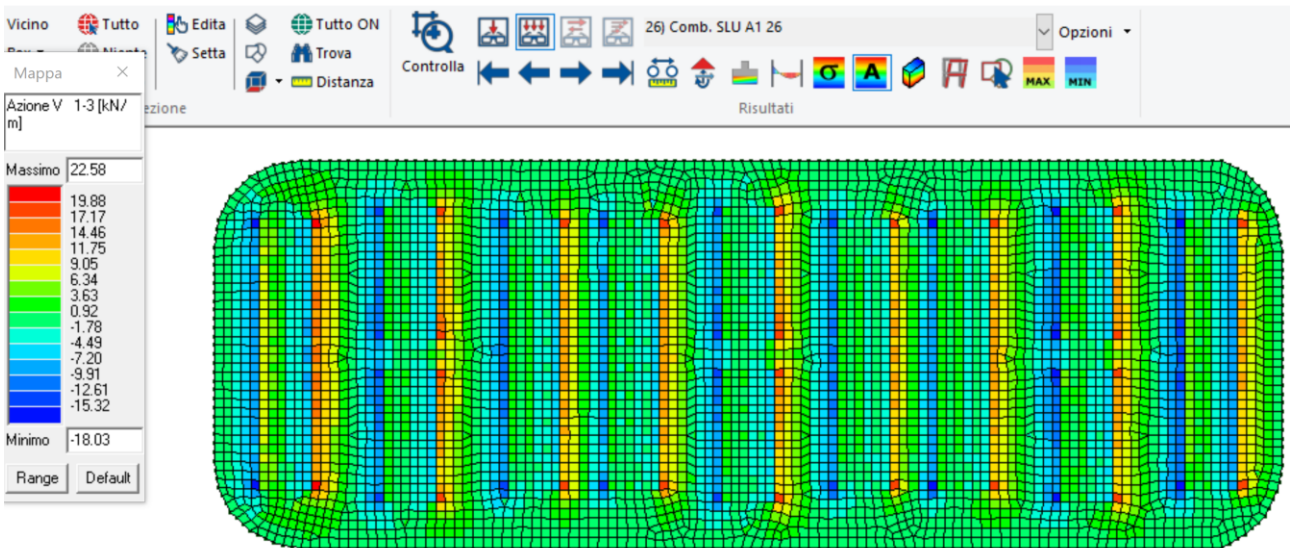


Figura 38 V1-3 max SLU fondazione

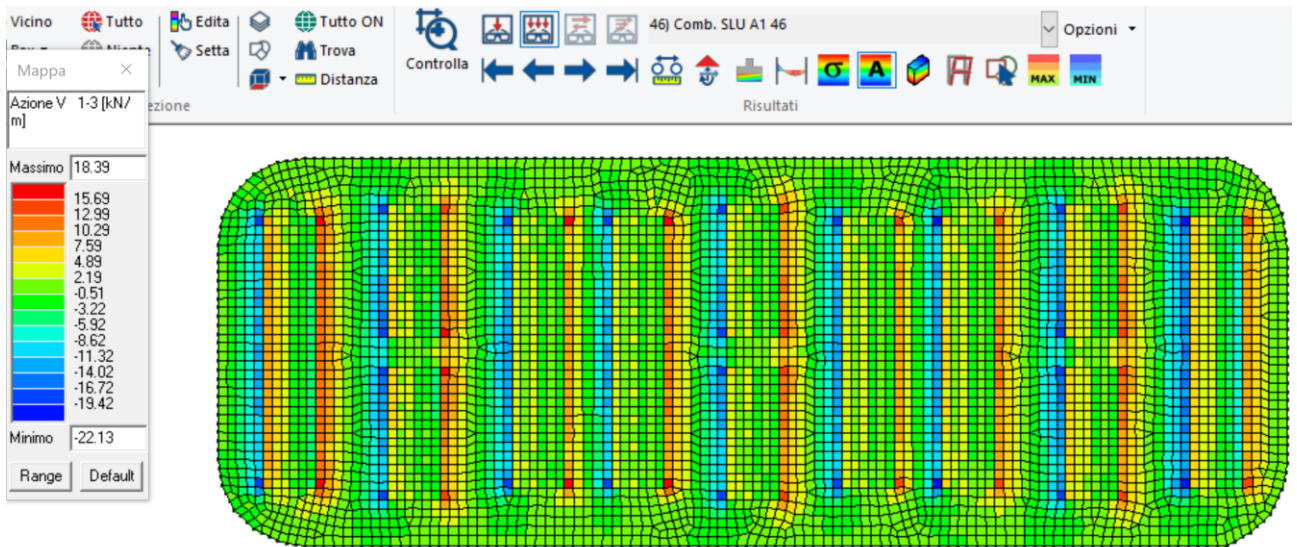


Figura 39 V1-3 min SLU fondazione

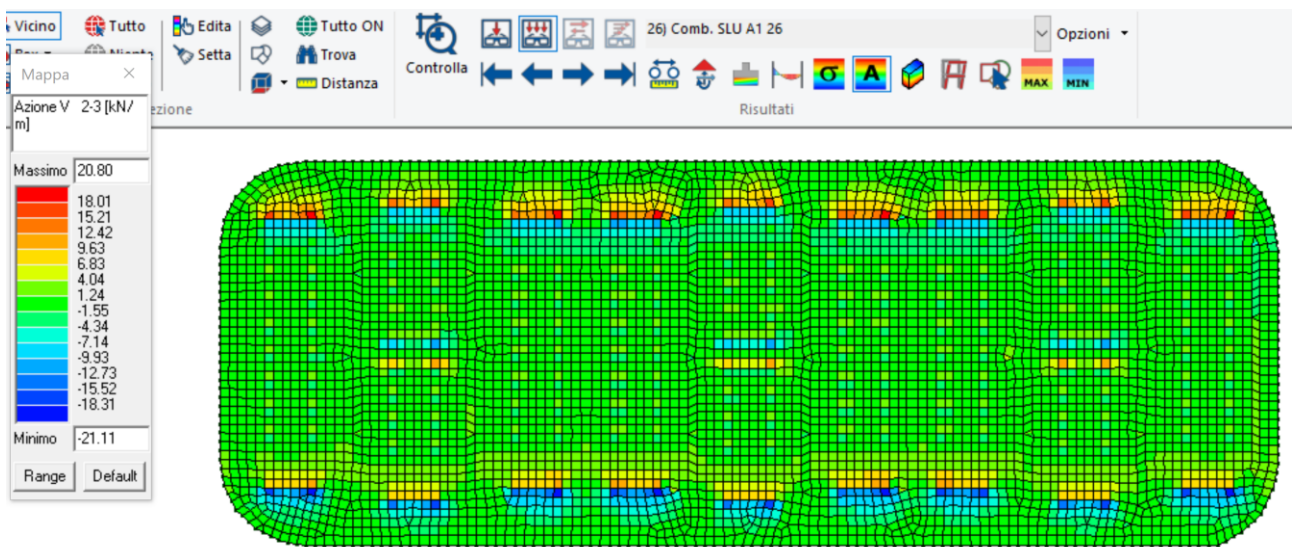


Figura 40 V2-3 max SLU fondazione

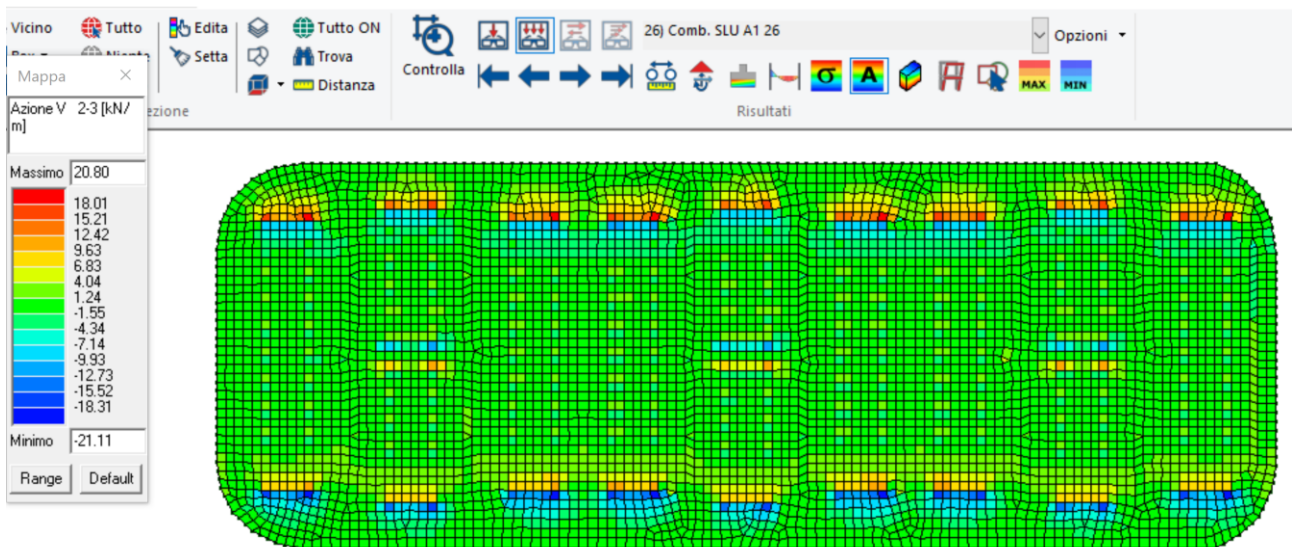


Figura 41 V2-3 min SLU fondazione

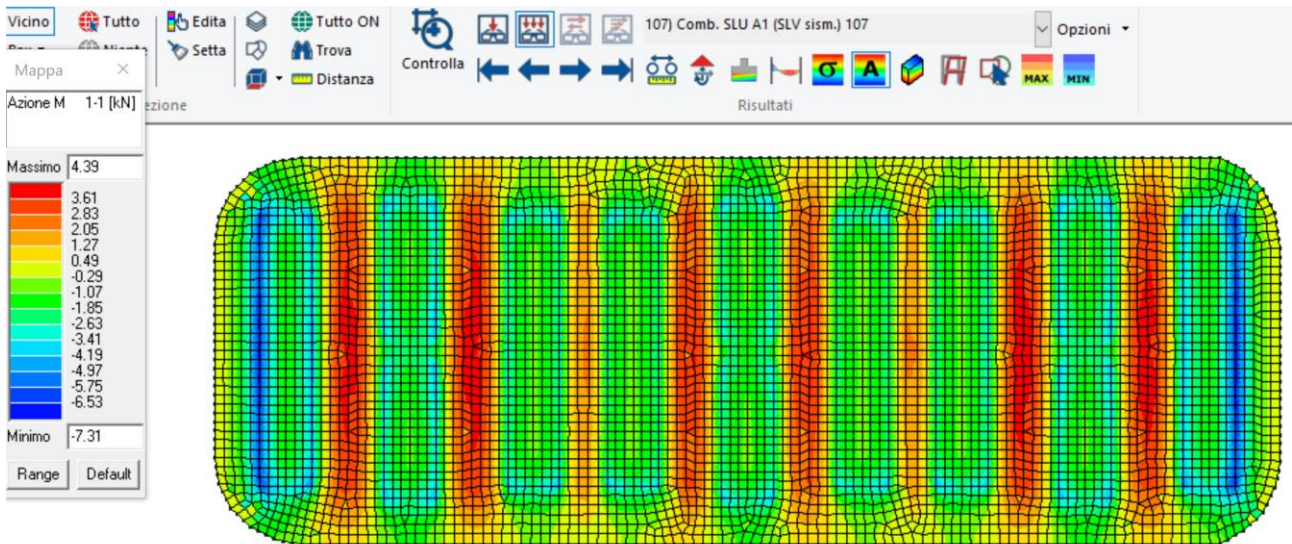


Figura 42 M1-1 max SLV fondazione

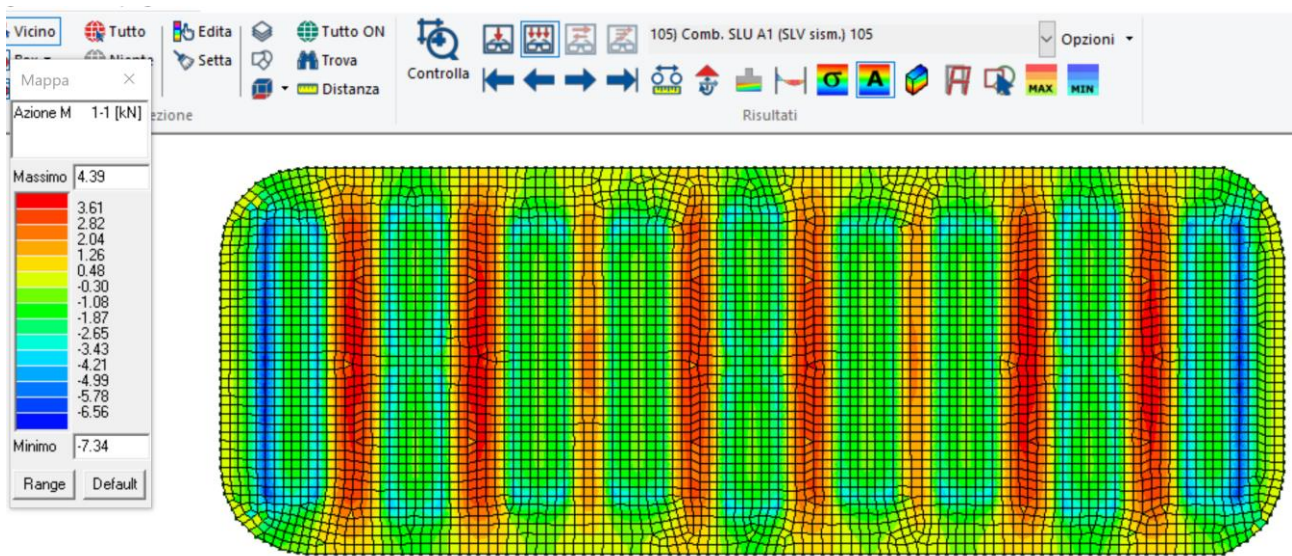


Figura 43 M1-1 min SLV fondazione

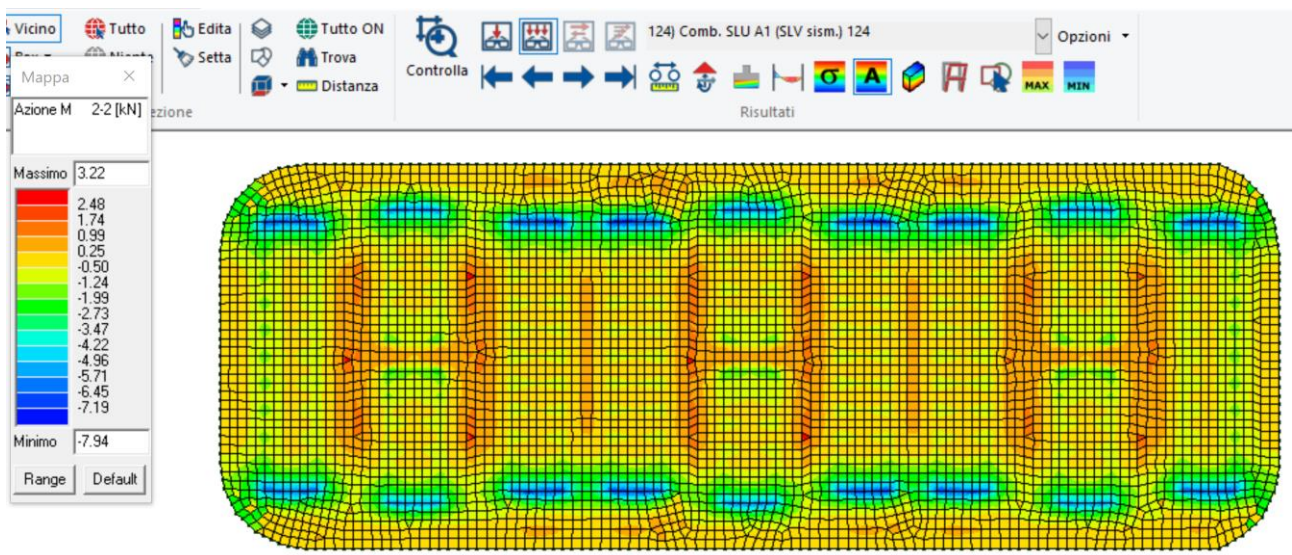


Figura 44 M2-2 max SLV fondazione

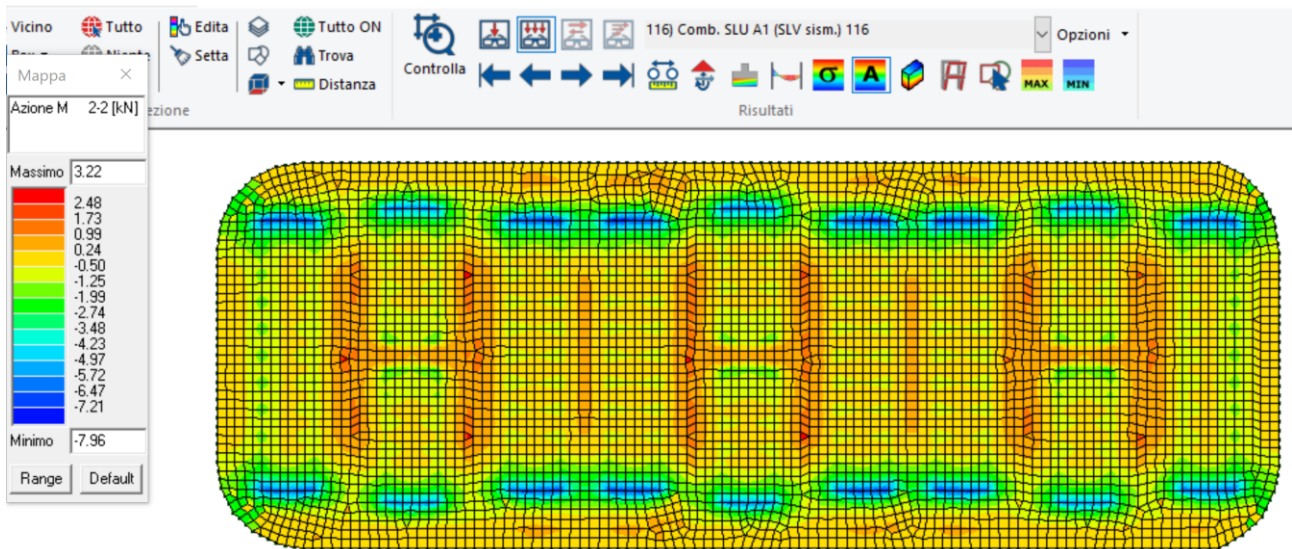


Figura 45 M2-2 min SLV fondazione

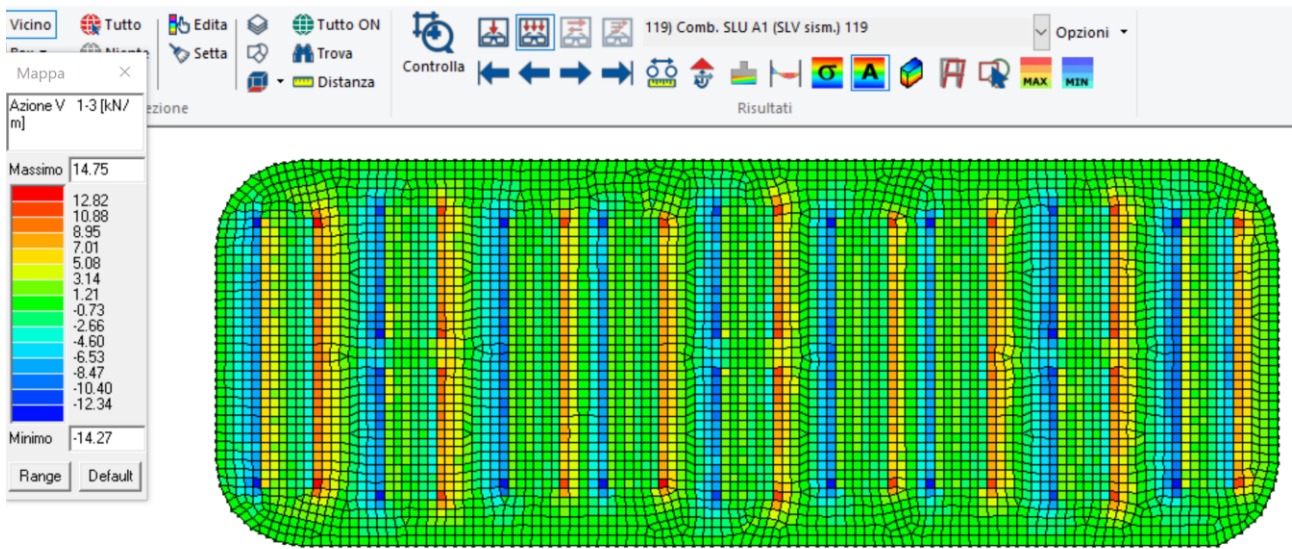


Figura 46 V1-3 max SLV fondazione

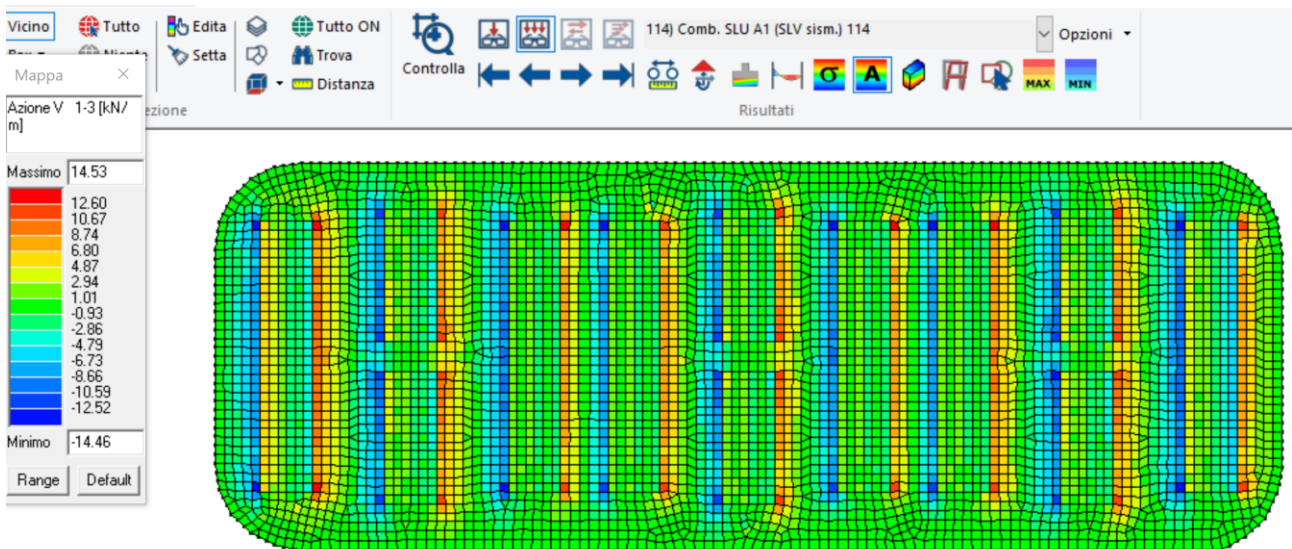


Figura 47 V1-3 min SLV fondazione

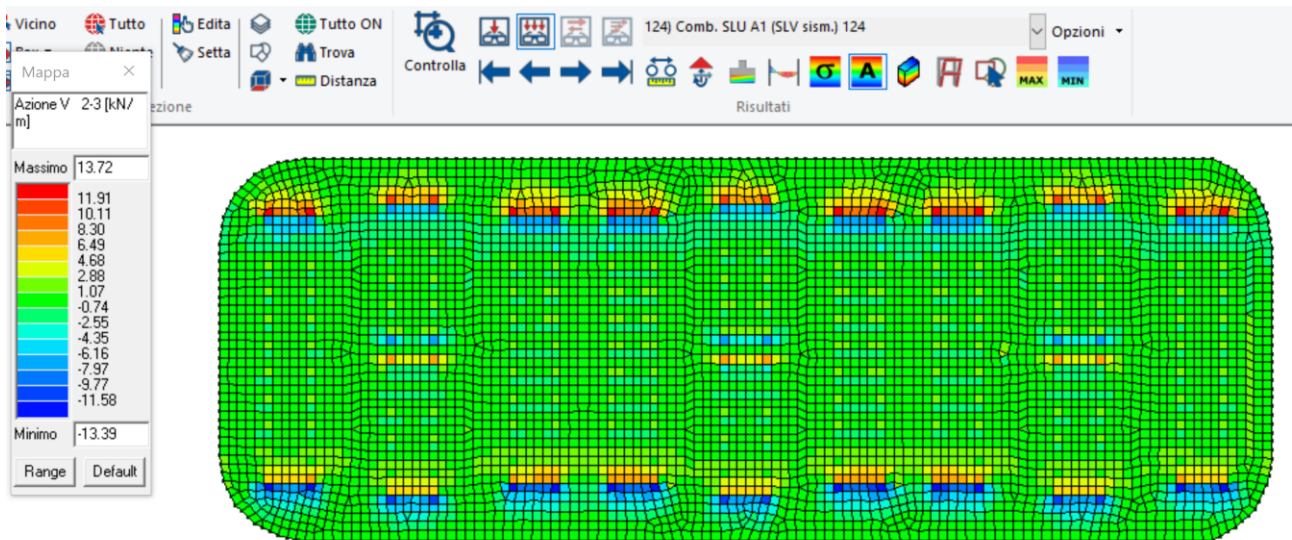


Figura 48 V2-3 max SLV fondazione

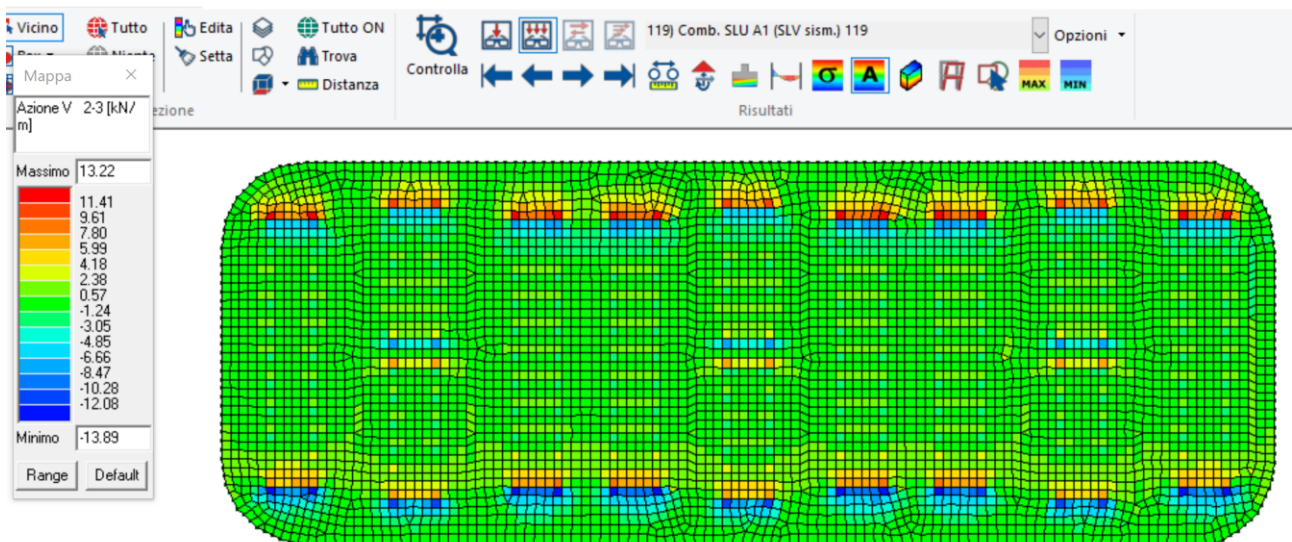


Figura 49 V2-3 min SLV fondazione

Il momento massimo riscontrato è pari a 11,12 kNm/m nelle combinazioni SLU.

Data l'estensione della platea, ai fini della maggiorazione della sicurezza, si adottano barre $\phi 16$ a passo 20cm superiori ed inferiori in direzione X ed Y.

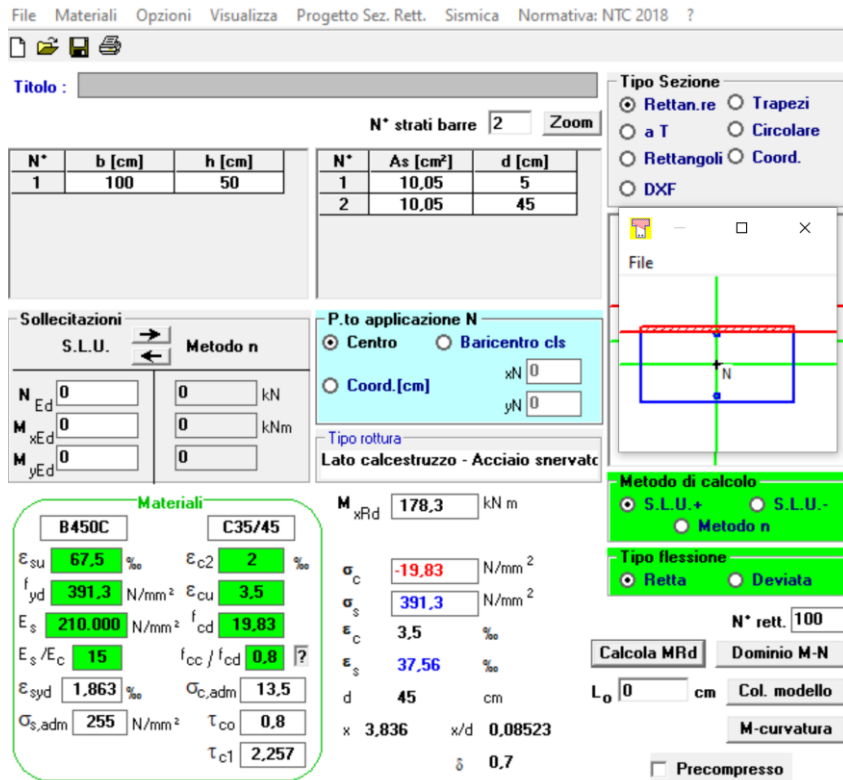
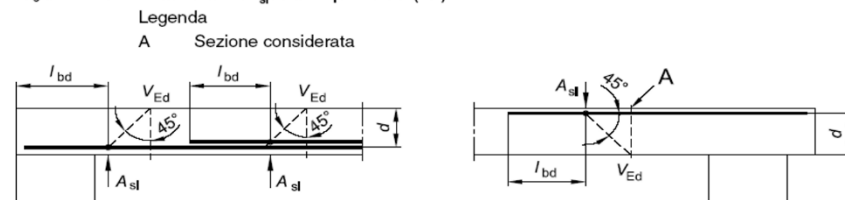


Figura 50 ϕ 16/20 per fondazione

Il taglio massimo riscontrato è pari a 22,58 kN/m nelle combinazioni SLU. Qui di seguito la verifica a taglio per elementi non armati a taglio.

Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12 [-]	$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c$
Coefficiente k	k	1,67 [-]	$k = 1 + (200/d)^{0,5} \leq 2,00$
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0,002234 [-]	$\rho_l = A_{s,tesa} / (b d)$
		0,002234 [-]	

figura 6.3 Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	178,63 [kN]	$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b d$
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	200,49 [kN]	$V_{Rd,min} = (0,035 k^{3/2} (f_{ck})^{1/2}) b d$
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	200,49 [kN]	

La verifica a taglio risulta essere soddisfatta. Si adottano comunque cavallotti ϕ 12 /50cm.

Oltre alle caratteristiche delle sollecitazioni sono riportate qui di seguito le deformate allo SLU e allo SLV tenendo conto dei valori massimi.

Si riportano qui di seguito le deformate in condizioni statiche e sismiche.

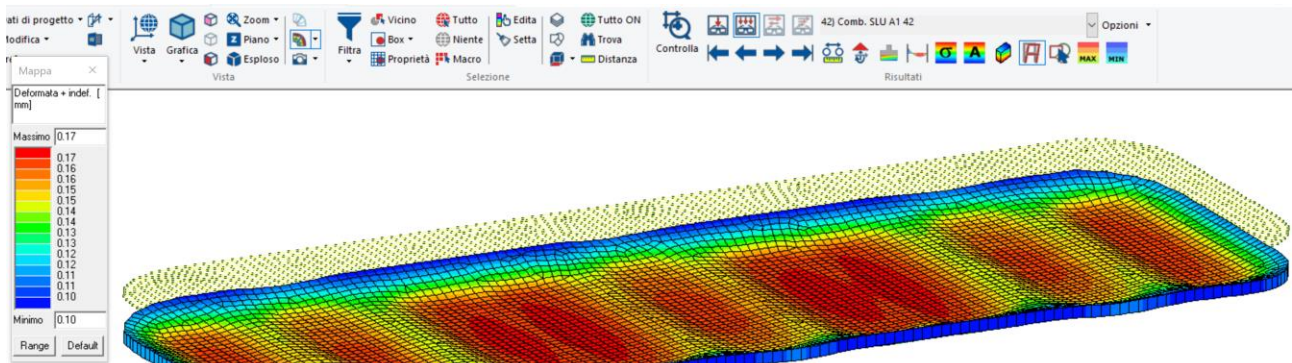


Figura 51 Deformazione MAX verticale Comb 42 SLU 0,17mm

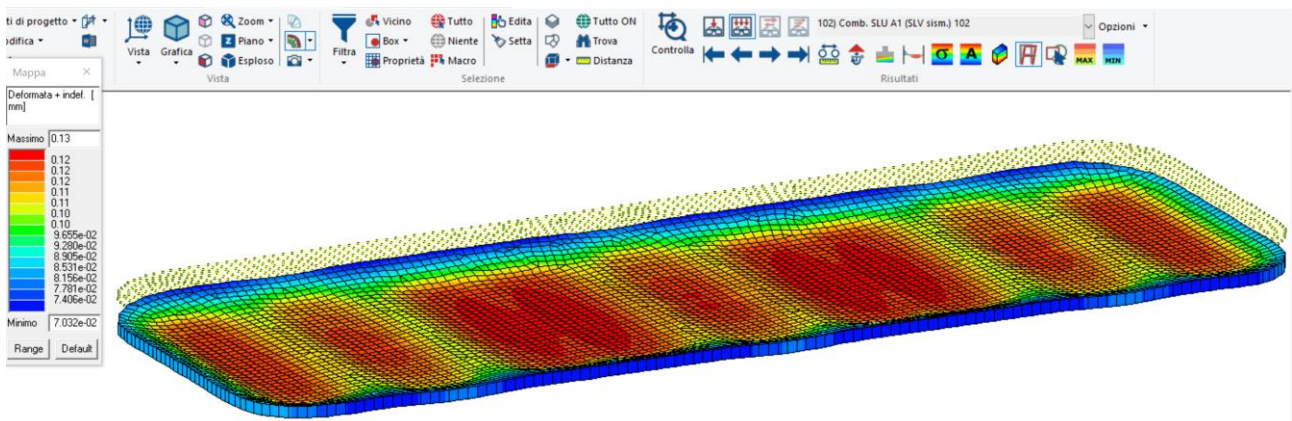


Figura 52 Deformazione MAX orizzontale Comb 102 SLV 0,13mm

11.2. ESISTO DELLE VERIFICHE

Il software di calcolo ProSAP è stato in grado di eseguire la progettazione e le verifiche delle membrature e dei nodi agli Stati Limiti Ultimi tenendo conto delle verifiche imposte dalla NTC2018 nei capitoli **4** e **7**. In particolare sono state progettate le armature nella soletta di fondazione (valutate precedentemente). Pertanto sono state eseguite le verifiche tenendo conto delle sollecitazioni flettenti, taglianti e normali in condizioni Statiche SLU e Sismiche SLV in cui sono state effettuate le verifiche di resistenze. Non è stata effettuata la verifica di duttilità poiché trattasi di struttura non dissipativa.

Si riportano qui di seguito i rapporti DOMANDA / CAPACITÀ: al fine del soddisfacimento delle verifiche, tali rapporti devono essere inferiori all'unità.

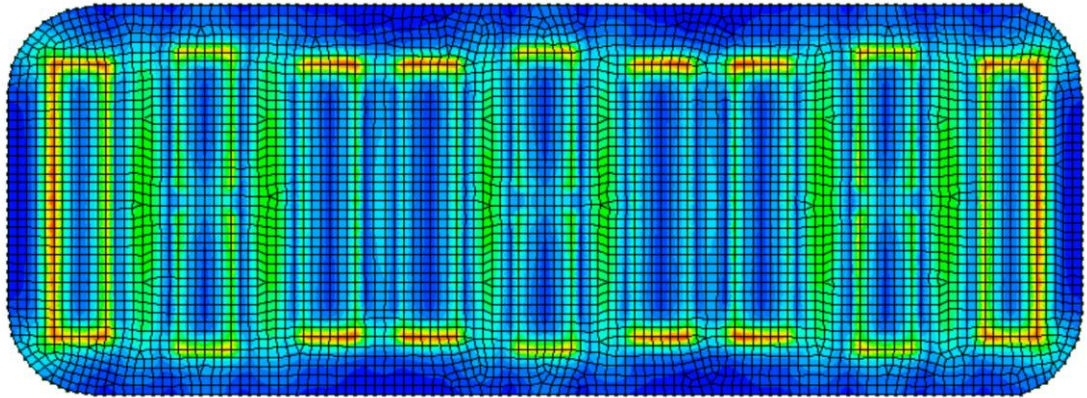
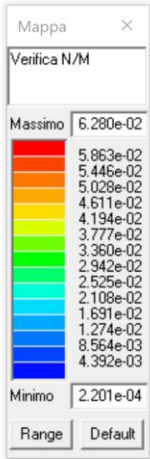


Figura 53 verifica N/M fondazione

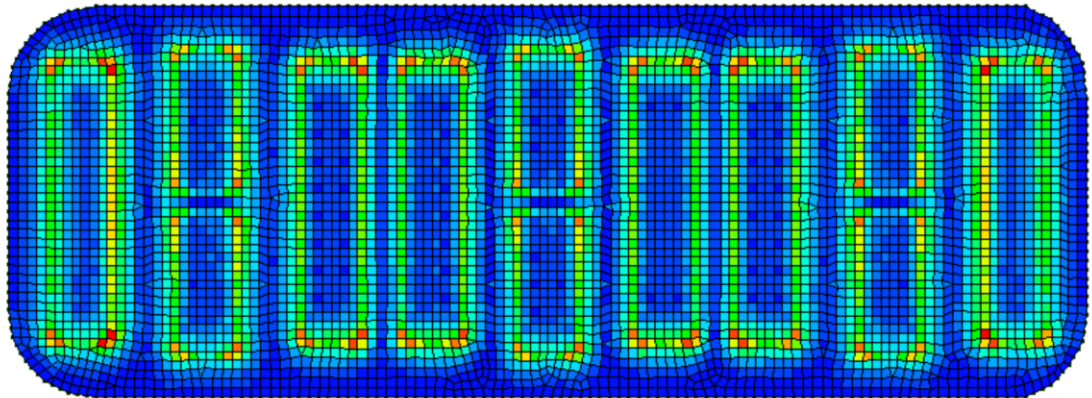
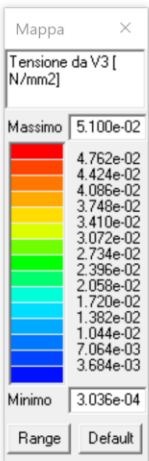


Figura 54 verifica tensionale V3 fondazione

Il software di calcolo è in grado di indicare attraverso un segnale visivo la verifica degli elementi strutturali. Infatti quando gli elementi sono evidenziati con colore azzurro risultano essere verificati, diversamente se non sono verificati il software li evidenzia di rosso. Se sono presenti elementi da non verificare il software li evidenzia con colore giallo.

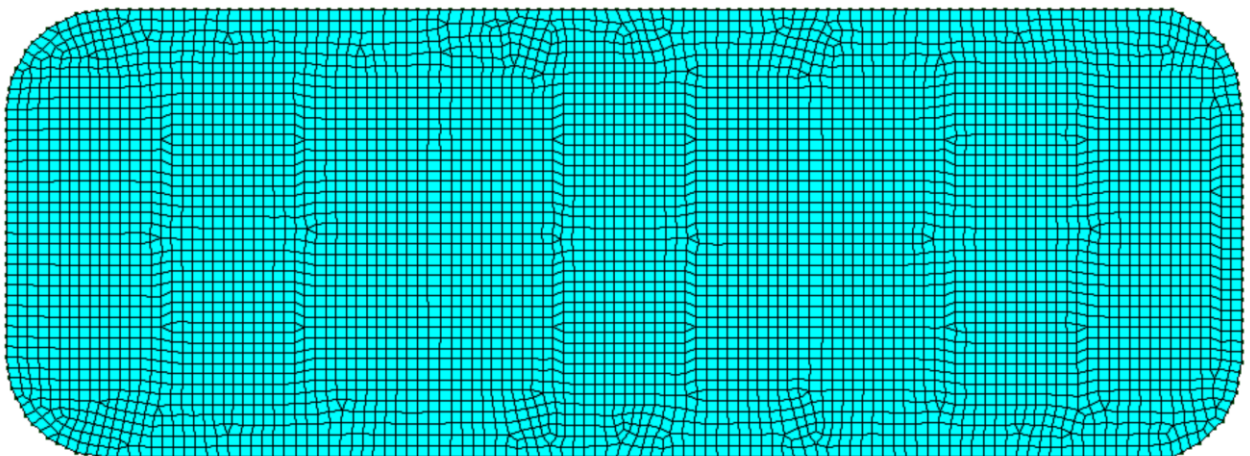


Figura 55 riscontro visivo verifiche platea

Le figure precedenti mostrano il soddisfacimento delle verifiche in tutti gli elementi strutturali.

12. VERIFICHE STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Al fine di garantire maggiore confort durante la vita utile della struttura sono state valutate le condizioni di esercizio. Infatti, come stabilisce la Vigente Normativa Tecnica per le Costruzioni 2018, è stato necessario effettuare le verifiche allo Stato limite di fessurazione e di tensione sia nel calcestruzzo che nell'acciaio. Gli esiti delle verifiche allo S.L.E. sono riportati nei paragrafi successivi qui di seguito vengono riportate nel dettaglio lo stato degli elementi costruttivi nei due Stati Limiti prima citati.

12.1. STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Per lo Stato Limite di fessurazione sono state riportate le prescrizioni delle NTC2018, nonché il calcolo della resistenza a trazione limite e l'apertura delle fessure.

4.1.2.2.4 Stato limite di fessurazione

In ordine di severità decrescente, per la combinazione di azioni prescelta, si distinguono i seguenti stati limite:

- stato limite di decompressione, nel quale la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- stato limite di formazione delle fessure, nel quale la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1,2} \quad [4.1.13]$$

dove f_{ctm} è definito nel § 11.2.10.2;

- 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:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm} \quad w_2 = 0,3 \text{ mm} \quad w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.

4.1.2.2.4.4 Scelta degli stati limite di fessurazione

Nella Tab. 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

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	Poco sensibile Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4, il valore w_k è definito al § 4.1.2.2.4.5.

Stato limite di apertura delle fessure

Il valore caratteristico di apertura delle fessure (w_k) non deve superare i valori nominali w_1, w_2, w_3 secondo quanto riportato nella Tab. 4.1.IV.

L'ampiezza caratteristica delle fessure w_k è calcolata come 1,7 volte il prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ϵ_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_k = 1,7 \epsilon_{sm} \Delta_{sm} \quad [4.1.14]$$

Per il calcolo di ϵ_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati in documenti di comprovata validità.

La verifica dell'ampiezza di fessurazione può anche essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura.

Qui di seguito si riportano i risultati relativi all'apertura delle fessure nella soletta di fondazione nelle combinazioni "frequente" e "permanente".

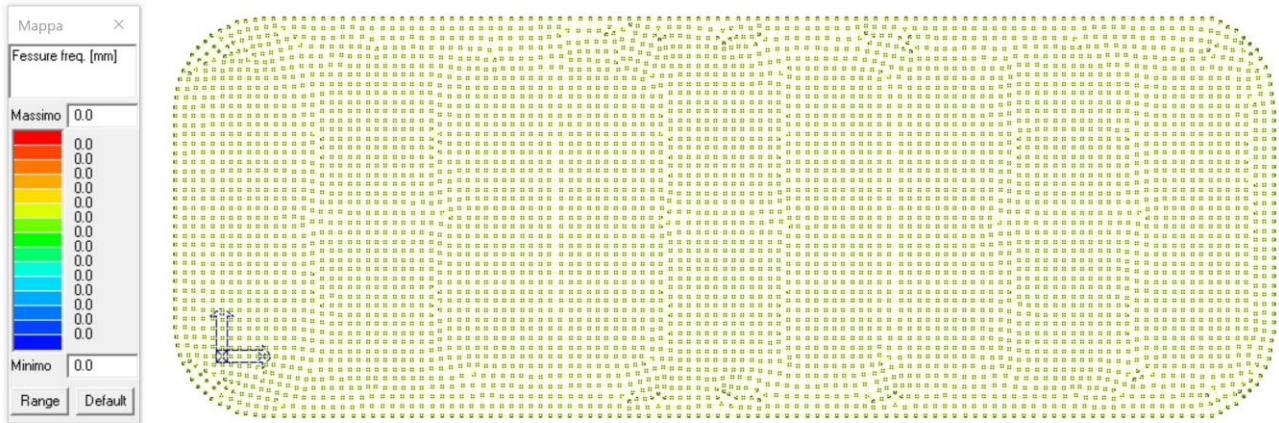


Figura 56 fessure freq elementi D3

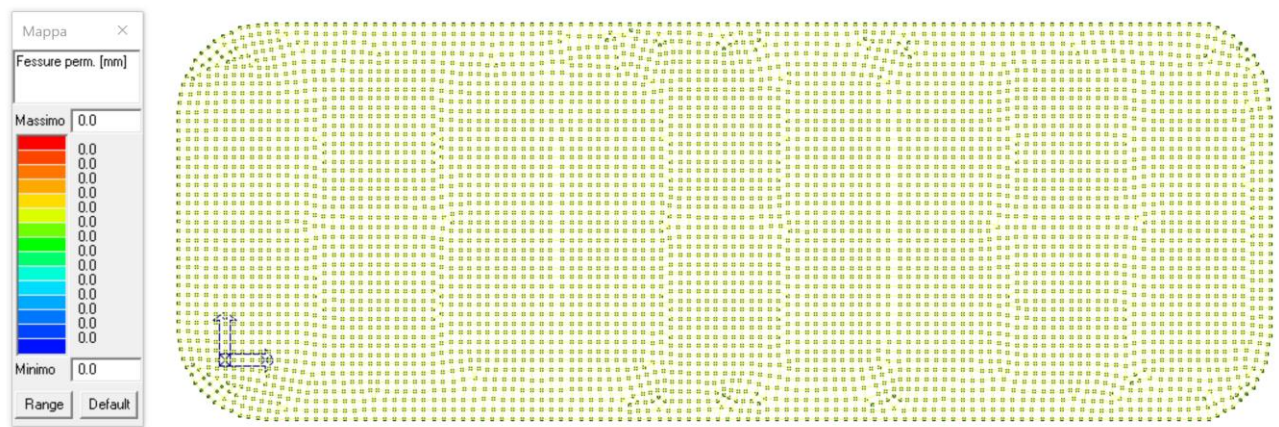


Figura 57 fessure perm elementi D3

Dai risultati precedenti, si evince che le ampiezze delle fessure calcolate dall'analisi FEM risultano essere nulli (minori di quelle di condizioni limite dettate dalla Normativa). Infatti, per armature poco sensibili in condizioni ordinarie, le verifiche allo Stato Limite di Esercizio per le Fessure risultano essere tutte soddisfatte.

12.2. STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

Per lo Stato Limite tensionale sono state riportate le prescrizioni delle NTC2018, nonché il calcolo della resistenza a compressione limite del calcestruzzo e la resistenza a trazione limite dell'acciaio.

4.1.2.2.5 Stato limite di limitazione delle tensioni

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

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

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

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

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

4.1.2.2.5.2 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

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

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

Qui di seguito si riportano i risultati relativi allo stato tensionale nel calcestruzzo e nell'acciaio nella soletta di fondazione per le combinazioni "rara" e "permanente".

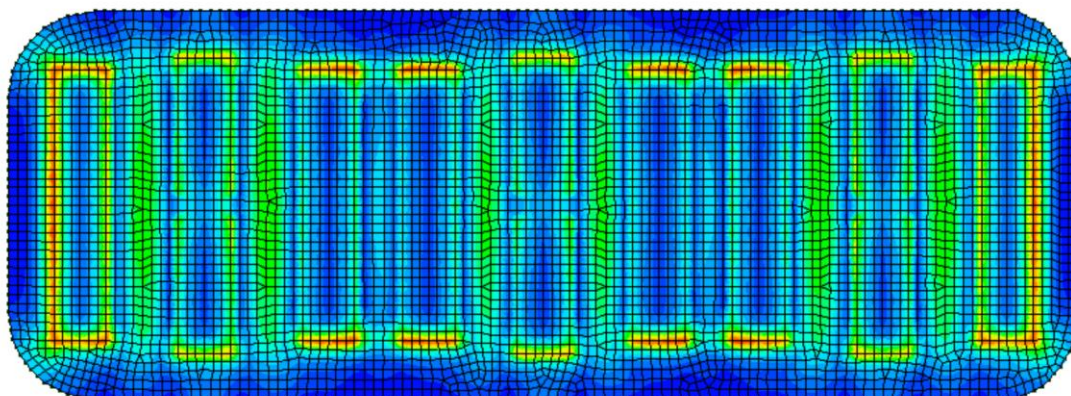
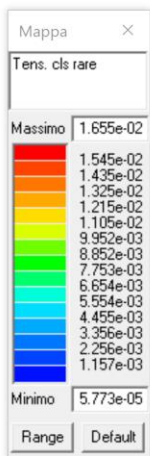


Figura 58 tensioni cls rare D3

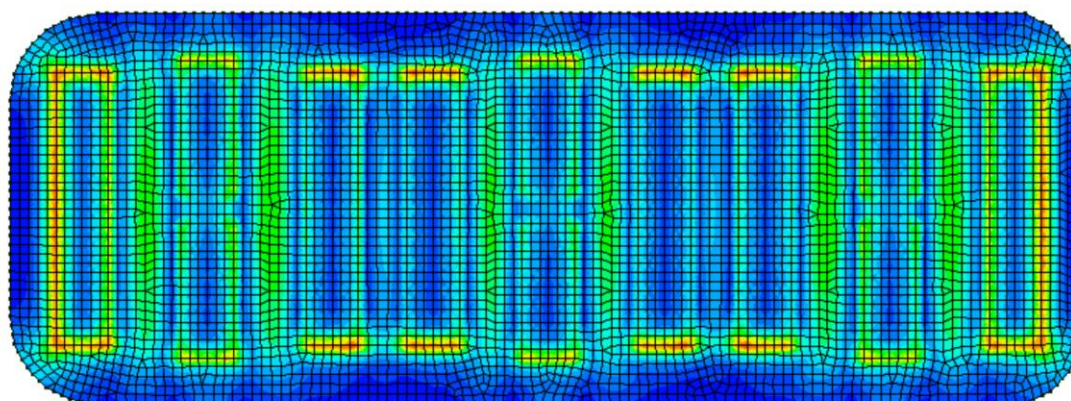
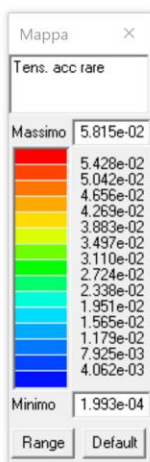


Figura 59 tensioni acciaio rare D3

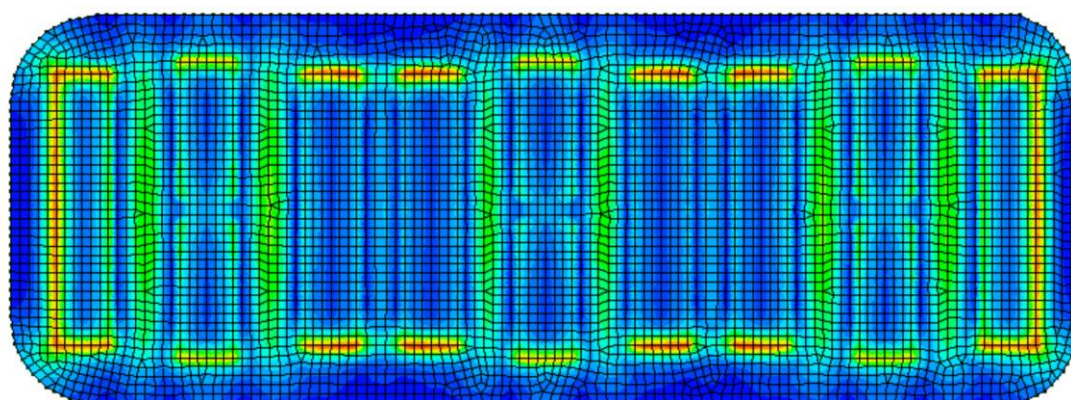
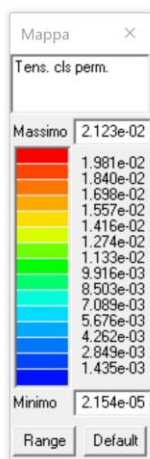


Figura 60 tensioni cls perm D3

I risultati precedenti mostrano che i rapporti tra tensioni sollecitanti e tensioni resistenti, sia nel calcestruzzo che nelle armature, sono inferiori all'unità.

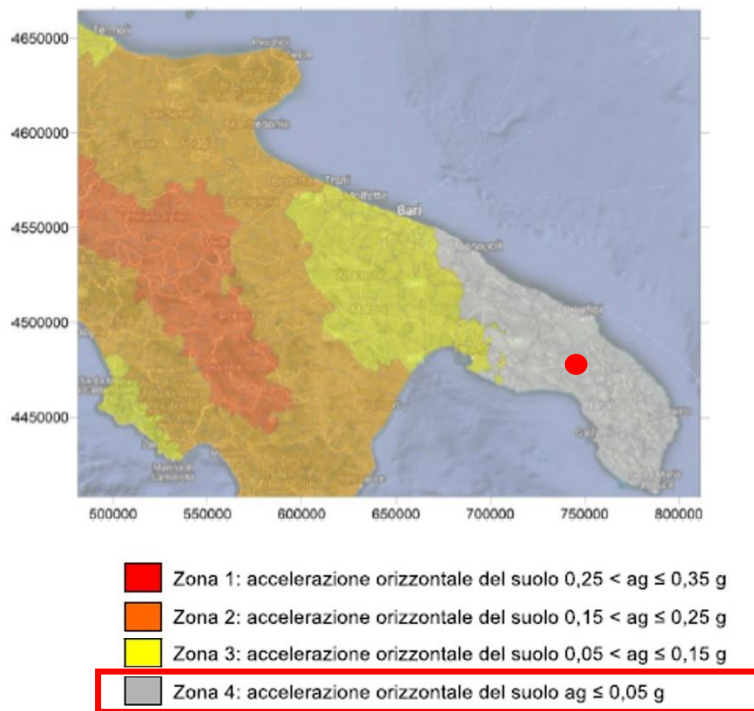
A valle di questi risultati si può affermare che le verifiche risultano essere soddisfatte per quanto riguarda lo Stato Limite Tensionale.

13. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA

L'INGV attribuisce una classificazione delle aree territoriali in funzione delle caratteristiche sismico-tettoniche e delle sorgenti sismogenetiche presenti sul territorio nazionale. In seguito alle Ordinanze dell'OPCM 20 marzo 2003 n. 3274 e 28 aprile 2006 n. 3519 l'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia ha redatto la mappa di pericolosità sismica di riferimento per l'individuazione delle zone sismiche, individuando zone sismiche, distinte in 4 classi di accelerazione massima del suolo (a_{max}) con probabilità di superamento del 10% in 50 anni:

- ZONA 1 – caratterizzata da valori di accelerazione orizzontale del suolo $0,25 < a_g \leq 0,35$ g (alta sismicità)
- ZONA 2 caratterizzata da valori di accelerazione orizzontale del suolo $0,15 < a_g \leq 0,25$ g (media sismicità)
- ZONA 3 caratterizzata da valori di accelerazione orizzontale del suolo $0,05 < a_g \leq 0,15$ g (bassa sismicità)
- ZONA 4 caratterizzata da valori di accelerazione orizzontale del suolo $a_g \leq 0,05$ g (sismicità molto bassa)

Il Territorio in questione è situato in zona sismica 4.



14. OPERE DI FONDAZIONE E MODELLAZIONE

La fondazione è stata modellata attraverso elementi "shell": il contatto col terreno è stato simulato imponendo una costante di sottofondo verticale alla Winkler e una rigidità orizzontale fittizia molto elevata per eliminare gli effetti degli spostamenti orizzontali come mostra la Figura 61.

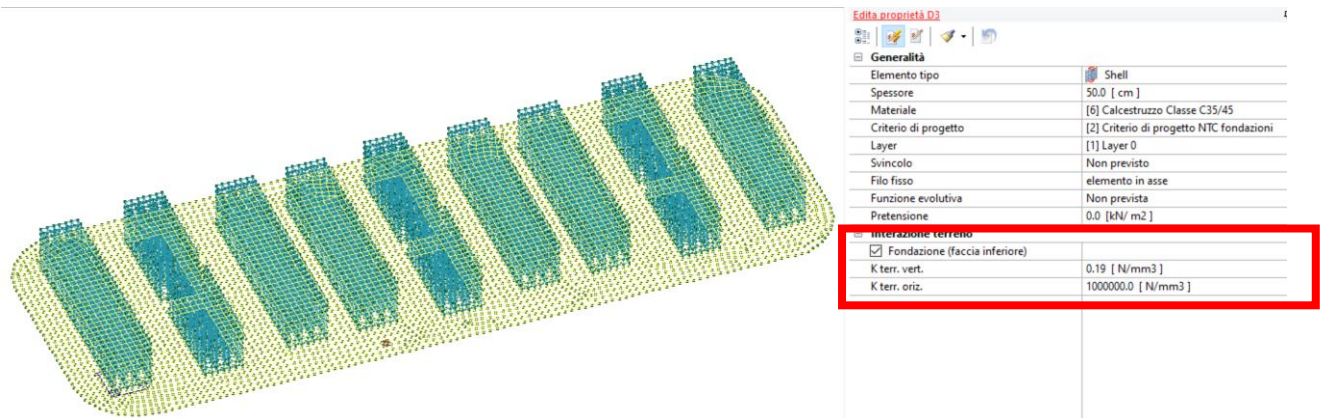


Figura 61 Interazione fondazione-terreno

Come da progetto, la fondazione è costituita da una platea di dimensioni 4736cm x 1714cm avente spessore di 50cm.

In funzione dei dati ricavati dalla relazione geologica è stato possibile valutare la costante di sottofondo verticale di Winkler per entrambe le tipologie di fondazioni. In particolare è stata effettuata una media tra i valori calcolati secondo le seguenti formulazioni:

KACELI (1976-2012)

$$k = 0,025 \cdot V_s^{2.4}$$

BIOT (1937)

$$k_z = \frac{0.95 E_s}{B (1 - \nu_s^2)} \left[\frac{B^4 E_s}{(1 - \nu_s^2) EI} \right]^{0.108}$$

VESIC (1961)

$$k_z = \frac{0.65 E_s}{B (1 - \nu_s^2)} \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{EI}}$$

VESIC (Teoria dell'elasticità)

$$(1/B) \cdot E_s \cdot (1/(1-u^2))$$

Per il calcolo della costante di sottofondo verticale si prende l'area d'impronta dei containers.

Si riportano qui di seguito i parametri di calcolo della costante di sottofondo verticale di Winkler.

Tabella 12 parametri di calcolo

TERRENO o AMMASSO ROCCIOSO		
Modulo elastico terreno	Es [N/mm ²]	460
Poisson terreno	u	0,3
Base fondazione	B _f [m]	2,5
Lunghezza fondazione	L _f [m]	12,2
Inerzia Fondazione	I _f [cm ⁴]	15625000
Modulo elastico fondazione	E _f [N/mm ²]	34077

Si riportano i valori della costante kv di Winkel secondo le formulazioni precedentemente descritte.

Tabella 13 costante di sottofondo verticale

kaceli - Winkler	kv (vs)	0,08	N/mm ³
Biot - Winkler	Kv	0,22	N/mm ³
Vesic - Winkler	kv	0,15	N/mm ³
Vesic 1961 - Winkler	kv	0,20	N/mm ³
Winkler medio	kv	0,19	N/mm ³

Dalla tabella precedente, si adotta una costante di sottofondo verticale pari a 0,19 N/mm³.
Le caratteristiche del terreno di fondazione sono riportate nel paragrafo 5.

15.CALCOLO DEI CEDIMENTI

Ai fini del calcolo dei cedimenti è essenziale conoscere lo stato tensionale indotto nel terreno a varie profondità da un carico applicato in superficie. Tale determinazione viene eseguita ipotizzando che il terreno si comporti come un mezzo continuo, elastico-lineare, omogeneo e isotopo. Tale assunzione, utilizzata per la determinazione della variazione delle tensioni verticali dovuta all'applicazione di un carico in superficie, è confortata dalla letteratura (Morgenstern e Phukan) perché la non linearità del materiale poco influenza la distribuzione delle tensioni verticali. Per ottenere un profilo verticale di pressioni si possono utilizzare tre metodi di calcolo: quello di Boussinesq, quello di Westergaard oppure quello di Mindlin; tutti basati sulla teoria del continuo elastico. Il metodo di Westergaard differisce da quello di Boussinesq per la presenza del coefficiente di Poisson "ν", quindi si adatta meglio ai terreni stratificati. Il metodo di Mindlin differisce dai primi due per la possibilità di posizionare il carico all'interno del continuo elastico mentre i primi due lo pongono esclusivamente sulla frontiera quindi si presta meglio al caso di fondazioni molto profonde. Nel caso di fondazioni poste sulla frontiera del continuo elastico il metodo di Mindlin risulta equivalente a quello di Boussinesq. Le espressioni analitiche dei tre metodi di calcolo sono:

$$\text{Boussinesq} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{3 \cdot Q \cdot z^3}{2 \cdot \pi \cdot (r^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}} \quad \text{Westergaard} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot z^2} \cdot \frac{\sqrt{1-2 \cdot \nu}}{\left(\frac{1-2 \cdot \nu}{2-2 \cdot \nu} + \frac{r^2}{z^2}\right)^{\frac{3}{2}}}$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera del mezzo
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame

$$\text{Mindlin} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{8 \cdot \pi \cdot (1-\nu) \cdot D^2} \left(\frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{A^3} + \frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{B^3} - \frac{3 \cdot (m-1)^3}{A^5} - \frac{30 \cdot m \cdot (m+1)^3}{B^7} - \frac{3 \cdot (3-4 \cdot \nu) \cdot m \cdot (m+1)^2 - 3 \cdot (m+1) \cdot (5 \cdot m-1)}{B^5} \right)$$

$$n = \frac{r}{D}; \quad m = \frac{z}{D}; \quad A^2 = n^2 + (m-1)^2; \quad B^2 = n^2 + (m+1)^2$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera o all'interno del mezzo
- D proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dalla frontiera del mezzo
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame

Basandosi sulle ben note equazioni ricavate per un carico puntiforme, l'algoritmo implementato esegue un'integrazione delle equazioni di cui sopra lungo la verticale di ogni punto notevole degli elementi fondali estesa a tutte le aree di carico presenti sulla superficie del terreno; questo consente di determinare la variazione dello stato tensionale verticale " $\Delta\sigma_v$ ". Bisogna sottolineare che, nel caso di pressione, "Q" va definito come "pressione netta", ossia la pressione in eccesso rispetto a quella geostatica esistente che può essere sopportata con sicurezza alla profondità "D" del piano di posa delle fondazioni. Questo perché i cedimenti sono causati solo da incrementi netti di pressione che si aggiungono all'esistente pressione geostatica.

CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE

La determinazione dei cedimenti delle fondazioni assume una rilevanza notevole per il manufatto da realizzarsi, in special modo nella fase di esercizio. Nell'evolversi della fase di cedimento il terreno passa da uno stato di sforzo corrente dovuto al peso proprio ad uno nuovo dovuto all'effetto del carico addizionale applicato. Questa variazione dello stato tensionale produce una serie di movimenti di rotolamento e scorrimento relativo tra i granuli del terreno, nonché deformazioni elastiche e rotture delle particelle costituenti il mezzo localizzate in una limitata zona d'influenza a ridosso dell'area di carico. L'insieme di questi fenomeni costituisce il cedimento che nel caso in esame è verticale. Nonostante la frazione elastica sia modesta, l'esperienza ha dimostrato che ai fini del calcolo dei cedimenti modellare il terreno come materiale pseudoelastico permette di ottenere risultati soddisfacenti. In letteratura sono descritti diversi metodi per il calcolo dei cedimenti ma si ricorda che, qualunque sia il metodo di calcolo, la determinazione del valore del cedimento deve intendersi come la miglior stima delle deformazioni subite dal terreno da attendersi all'applicazione dei carichi. Nel seguito vengono descritte le teorie implementate:

Metodo edometrico, che si basa sulla nota relazione:

$$w_{ed} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_{ed,i}} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $\Delta\sigma_{v,i}$ variazione dello stato tensionale verticale alla profondità "zi" dello strato i-esimo per l'applicazione del carico
- $E_{ed,i}$ modulo edometrico del terreno relativo allo strato i-esimo
- Δz_i spessore dello strato i-esimo

Si ricorda che questo metodo si basa sull'ipotesi edometrica quindi l'accuratezza del risultato è maggiore quando il rapporto tra lo spessore dello strato deformabile e la dimensione in pianta delle fondazioni è ridotto, tuttavia il metodo edometrico consente una buona approssimazione anche nel caso di strati deformabili di spessore notevole.

Metodo dell'elasticità, che si basa sulle note relazioni:

$$w_{Imp.} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \Delta z_i \quad w_{Lib.} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \frac{1-2 \cdot \nu^2}{1-\nu} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $w_{Imp.}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale impedita
- $w_{Lib.}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale libera
- $\Delta\sigma_{v,i}$ variazione stato tensionale verticale alla profondità "zi" dello strato i-esimo per l'applicazione del carico
- E_i modulo elastico del terreno relativo allo strato i-esimo
- Δz_i spessore dello strato i-esimo

La doppia formulazione adottata consente di ottenere un intervallo di valori del cedimento elastico per la fondazione in esame (valore minimo per $w_{Imp.}$ e valore massimo per $w_{Lib.}$).

Si riportano qui di seguito i cedimenti massimi e per singole combinazioni SLE.

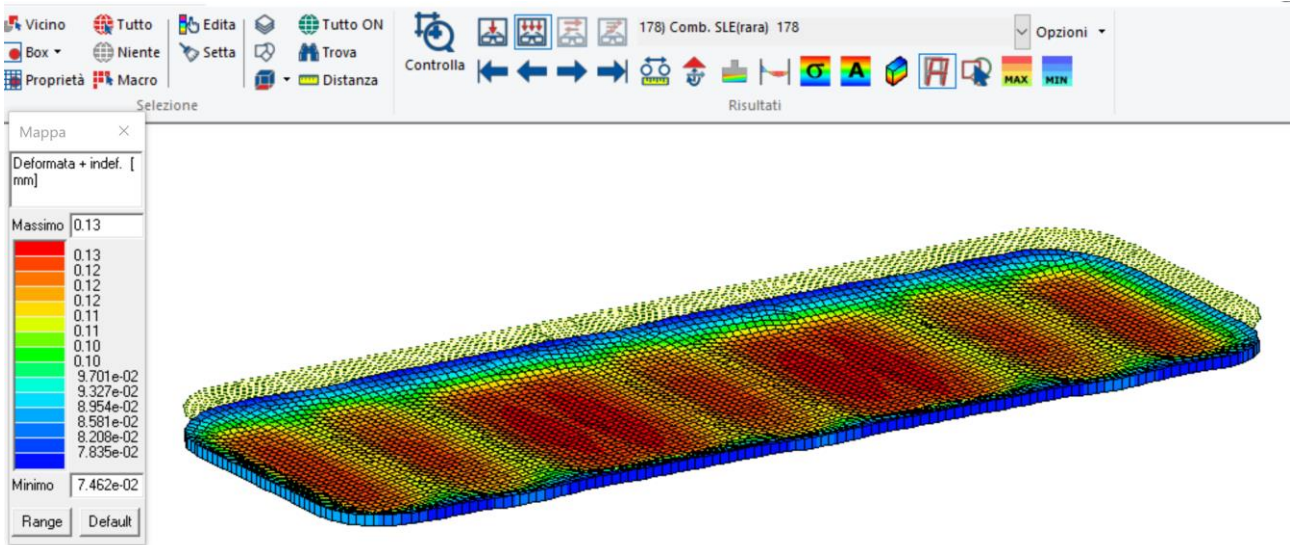


Figura 62 cedimento massimo rara

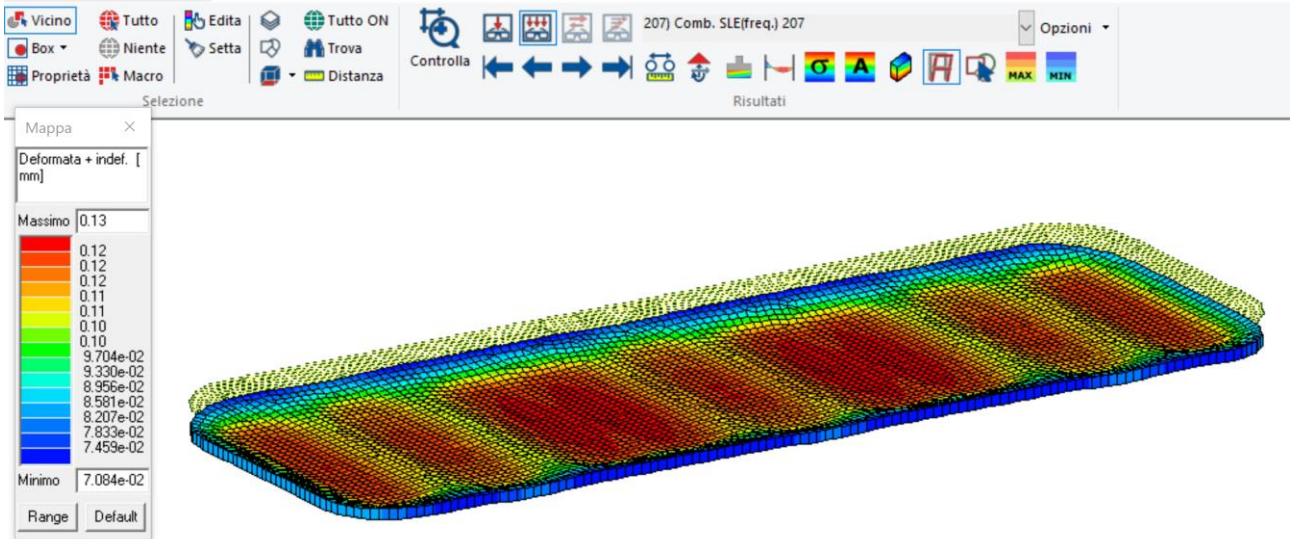


Figura 63 cedimento massimo frequente

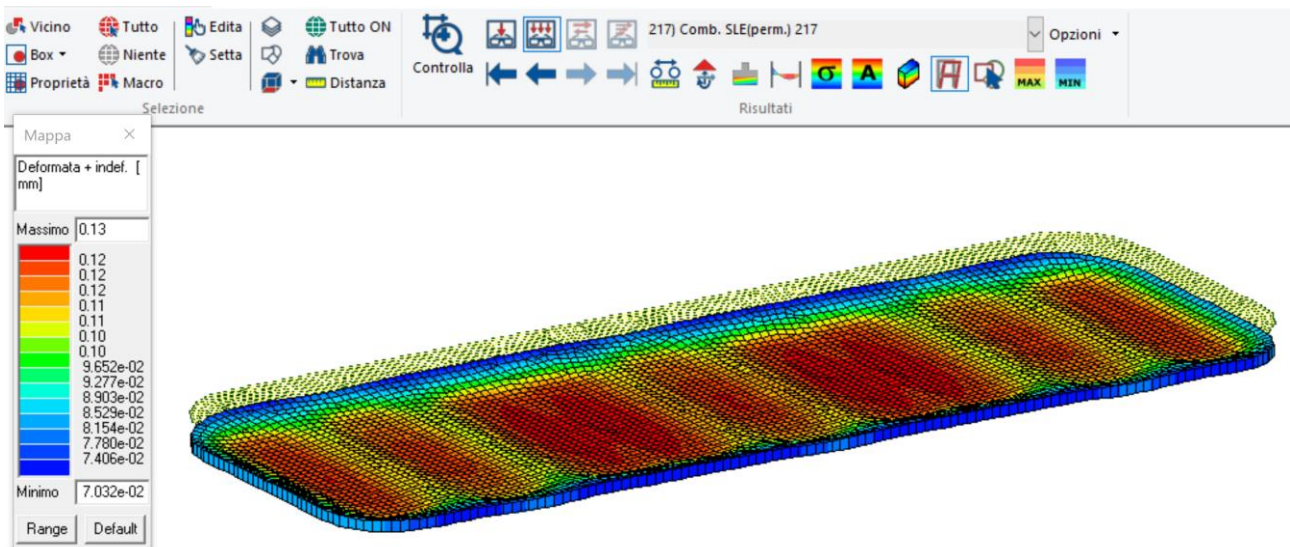


Figura 64 cedimento massimo permanente

16. VERIFICHE GEOTECNICHE DI SICUREZZA

Tutte le figure precedenti mostrano che la fondazione è di tipo diretta ed è in grado di diffondere nel suolo le azioni gravanti sulla struttura come i carichi verticali e le azioni orizzontali sismiche. Pertanto, oltre a eseguire il calcolo strutturale visto in precedenza, è stato necessario verificare la portanza del terreno di fondazione mediante la teoria dell'analisi limite che prevede lo studio del collasso del terreno stesso quando è in fase di carico.

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) sono state effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure indicate al § 2.6 della NTC2018 così come indicano i dettami esposti qui di seguito (cap 6).

6.2.4.1 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Per ogni stato limite per perdita di equilibrio (EQU), come definito al §2.6.1, deve essere rispettata la condizione:

$$E_{inst,d} \leq E_{stab,d}$$

dove $E_{inst,d}$ è il valore di progetto dell'azione instabilizzante, $E_{stab,d}$ è il valore di progetto dell'azione stabilizzante.

La verifica della suddetta condizione deve essere eseguita impiegando come fattori parziali per le azioni i valori γ_F riportati nella colonna EQU della tabella 6.2.I.

Per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento strutturale (STR) o del terreno (GEO), come definiti al § 2.6.1, deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d \quad [6.2.1]$$

essendo E_d il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, definito dalle relazioni [6.2.2a] o [6.2.2b]

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.2a]$$

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.2b]$$

e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico definito dalla relazione [6.2.3].

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_R R_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_s \right] \quad [6.2.3]$$

Effetto delle azioni e resistenza di progetto sono espresse nelle [6.2.2a] e [6.2.3] rispettivamente in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri geotecnici di progetto X_k/γ_M e dei parametri geometrici di progetto a_d . Il coefficiente parziale di sicurezza γ_R opera direttamente sulla resistenza del sistema. L'effetto delle azioni di progetto può anche essere valutato direttamente con i valori caratteristici delle azioni come indicato dalla [6.2.2b] con $\gamma_E = \gamma_F$.

In accordo a quanto stabilito al §2.6.1, la verifica della condizione [6.2.1] deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti.

Per le verifiche nei confronti di stati limite ultimi non espressamente trattati nei successivi paragrafi, da 6.3 a 6.11, si utilizza l'Approccio 1 con le due combinazioni (A1+M1+R1) e (A2+M2+R2). I fattori parziali per il gruppo R1 sono sempre unitari; quelli del gruppo R2 possono essere maggiori o uguali all'unità e, in assenza di indicazioni specifiche per lo stato limite ultimo considerato, devono essere scelti dal progettista in relazione alle incertezze connesse con i procedimenti adottati.

6.2.4.1.1 Azioni

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.I. Ad essi deve essere fatto riferimento con le precisazioni riportate nel § 2.6.1. Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

Nella valutazione della combinazione delle azioni i coefficienti di combinazione ψ_{ij} devono essere assunti come specificato nel Capitolo 2.

Si fa salvo, comunque, quanto previsto nel Decreto del Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti del 26 giugno 2014 recante "Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)", ove applicabile

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

Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_F)	EQU	Coefficienti parziali	
			(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole	1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole	1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole	1,5	1,5	1,3

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

6.2.4.1.2 Resistenze

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

Tab. 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	γ_ψ	1,0	1,25
Coesione efficace	c_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cs}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_r	γ_γ	1,0	1,0

Sono state, quindi, eseguite le verifiche a carico limite della fondazione stessa in funzione delle caratteristiche del terreno desunte dalla relazione geologica.

Le analisi di dettaglio sono riportate nei paragrafi successivi.

16.1. VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE

Per la determinazione del carico limite del complesso terreno-fondazione (inteso come valore asintotico del diagramma carico-cedimento) si fa riferimento a due principali meccanismi di rottura: il "meccanismo generale" e quello di "punzonamento". Il primo è caratterizzato dalla formazione di una superficie di scorrimento: il terreno sottostante la fondazione rifluisce lateralmente e verso l'alto, conseguentemente il terreno circostante la fondazione è interessato da un meccanismo di sollevamento ed emersione della superficie di scorrimento. Il secondo meccanismo è caratterizzato dall'assenza di una superficie di scorrimento ben definita: il terreno sotto la fondazione si comprime ed in corrispondenza della superficie del terreno circostante la fondazione si osserva un abbassamento generalizzato. Quest'ultimo meccanismo non consente una precisa individuazione del carico limite in quanto la curva cedimenti-carico applicato non raggiunge mai un valore asintotico ma cresce indefinitamente. Vesic ha studiato il fenomeno della rottura per punzonamento assimilando il terreno ad un mezzo elasto-plastico e la rottura per carico limite all'espansione di una cavità cilindrica. In questo caso il fenomeno risulta retto da un indice di rigidezza "I_r" così definito:

$$I_r = \frac{G}{c' + \sigma' \cdot \operatorname{tg}(\varphi)}$$

Per la determinazione del modulo di rigidezza a taglio si utilizzeranno le seguenti relazioni:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}; \quad E = E_{ed} \frac{1 - \nu - 2 \cdot \nu^2}{1 - \nu}; \quad \nu = \frac{k_0}{1 + k_0}; \quad k_0 = 1 - \operatorname{sen}(\varphi).$$

L'indice di rigidezza viene confrontato con l'indice di rigidezza critico "I_{r,crit}":

$$I_{r,crit} = \frac{e^{\left[\left(3.3 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \operatorname{ctg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right]}}{2}$$

La rottura per punzonamento del terreno di fondazione avviene quando l'indice di rigidezza è minore di quello critico. Tale teoria comporta l'introduzione di coefficienti correttivi all'interno della formula trinomia del carico limite detti "coefficienti di punzonamento" i quali sono funzione dell'indice di rigidezza, dell'angolo d'attrito e della geometria dell'elemento di fondazione. La loro espressione è la seguente:

- se $I_r < I_{r,crit}$ si ha :

$$\Psi_\gamma = \Psi_q = e^{\left[\left(0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \operatorname{tg}(\varphi) + \frac{3.07 \cdot \operatorname{sen}(\varphi) \log_{10}(2I_r)}{1 + \operatorname{sen}(\varphi)} \right]} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_\gamma = \Psi_q = 1$$

$$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B}{L} + 0.6 \cdot \log_{10}(I_r)$$

- se $I_r > I_{r,crit}$ si ha che $\psi_g = \psi_q = \psi_c = 1$.

Il significato dei simboli adottati nelle equazioni sopra riportate è il seguente:

- Eed modulo edometrico del terreno sottostante la fondazione
- n coefficiente di Poisson del terreno sottostante la fondazione
- k0 coefficiente di spinta a riposo del terreno sottostante la fondazione
- j angolo d'attrito efficace del terreno sottostante il piano di posa
- c' coesione (espressa in termini di tensioni efficaci)
- σ' tensione litostatica effettiva a profondità $D+B/2$
- L luce delle singole travi di fondazione
- D profondità del piano di posa della fondazione a partire dal piano campagna
- B larghezza della trave di fondazione

Definito il meccanismo di rottura, il calcolo del carico limite viene eseguito modellando il terreno come un mezzo rigido perfettamente plastico con la seguente espressione:

$$q_{ult} = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot \Psi_q + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot \Psi_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

Il significato dei termini presenti nella relazione trinomia sopra riportata è il seguente:

- N_q, N_c, N_γ , fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno j del terreno
- s_q, s_c, s_γ , coefficienti che rappresentano il fattore di forma
- d_q, d_c, d_γ , coefficienti che rappresentano il fattore dell'approfondimento
- i_q, i_c, i_γ , coefficienti che rappresentano il fattore di inclinazione del carico
- g_1 peso per unità di volume del terreno sovrastante il piano di posa
- g_2 peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa

Per fondazioni aventi larghezza modesta si dimostra che il terzo termine non aumenta indefinitamente e per valori elevati di "B", sia secondo Vesic che secondo de Beer, il valore limite è prossimo a quello di una fondazione profonda. Bowles per fondazioni di larghezza maggiore di 2.00 metri propone il seguente fattore riduttivo:

$$r_\gamma = 1 - 0.25 \cdot \log_{10} \left(\frac{B}{2} \right) \quad \text{dove "B" va espresso in metri.}$$

Questa relazione risulta particolarmente utile per fondazioni larghe con rapporto D/B basso (platee e simili), caso nel quale il terzo termine dell'equazione trinomia è predominante.

Nel caso di carico eccentrico Meyerhof consiglia di ridurre le dimensioni della superficie di contatto (A_f) tra fondazione e terreno (B, L) in tutte le formule del calcolo del carico limite. Tale riduzione è espressa dalle seguenti relazioni:

$$B_{rid} = B - 2 \cdot e_B \quad L_{rid} = L - 2 \cdot e_L \quad \text{dove } e_B, e_L \text{ sono le eccentricità relative alle dimensioni in esame.}$$

L'equazione trinomia del carico limite può essere risolta secondo varie formulazioni.

In questo caso sono state adottate le formulazioni di Vesic.

Formulazione di Vesic (1975)

$$N_q = tg^2 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot tg(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot ctg(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot tg(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot tg(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \arctg \left(\frac{D}{B} \right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^m \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{dove: } m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

Il significato dei termini presenti nelle relazioni su descritte è il seguente:

- V componente verticale del carico agente sulla fondazione
- H componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- α_1, α_2 esponenti di potenza che variano tra 2 e 5

Nel caso in cui il cuneo di fondazione sia interessato da falda idrica il valore di γ_2 nella formula trinomia assume la seguente espressione:

$$\gamma_2 = \frac{\gamma \cdot z + \gamma_{sat} \cdot (h_c - z)}{h_c} \quad h_c = \frac{B}{2} \cdot tg\left(\frac{90 + \varphi}{2}\right)$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- γ peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa
- γ_{sat} peso per unità di volume saturo del terreno sottostante il piano di posa
- z profondità della falda dal piano di posa
- h_c altezza del cuneo di rottura della fondazione

Tutto ciò che è stato detto sopra è valido nell'ipotesi di terreno con caratteristiche geotecniche omogenee. Nella realtà i terreni costituenti il piano di posa delle fondazioni sono quasi sempre composti, o comunque riconducibili, a formazioni di terreno omogenee di spessore variabile che si sovrappongono (caso di terreni stratificati). In queste condizioni i parametri vengono determinati con la seguente procedura:

- viene determinata l'altezza del cuneo di rottura in funzione delle caratteristiche geotecniche degli strati attraversati;
- si determinano il numero degli strati interessati da esso in corrispondenza di ogni superficie di separazione, partendo da quella immediatamente sottostante il piano di posa della fondazione, fino a raggiungere l'altezza del cuneo di rottura, viene determinata la capacità portante di ogni singolo strato come somma di due valori: il primo dato dall'applicazione della formula trinomia alla quota i -esima dello strato; il secondo dato dalla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato in esame
- il minimo di questi due valori sarà assunto come valore massimo della capacità portante della fondazione stratificata

Si può formulare il procedimento anche in forma analitica:

$$q'_{ult} = [q''_{ult} + q_{resT}]_{\min} = \left[q''_{ult} + \frac{p}{A_f} (P_V \cdot K_s \cdot tg(\varphi) + d \cdot c) \right]_{\min}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- q''_{ult} carico limite per un'ipotetica fondazione posta alla quota dello strato interessato
- p perimetro della fondazione
- P_V spinta verticale del terreno dal piano di posa allo strato interessato
- K_S coefficiente di spinta laterale del terreno

- d distanza dal piano di posa allo strato interessato

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU ROCCIA

Per la determinazione del carico limite nel caso di presenza di ammasso roccioso bisogna valutare molto attentamente il grado di solidità della roccia stessa. Tale valutazione viene in genere eseguita stimando l'indice RQD (Rock Quality Designation) che rappresenta una misura della qualità di un ammasso roccioso. Tale indice può variare da un minimo di 0 (caso in cui la lunghezza dei pezzi di roccia estratti dal carotiere è inferiore a 100 mm) ad un massimo di 1 (caso in cui la carota risulta integra) ed è calcolato nel seguente modo:

$$RQD = \frac{\sum \text{lunghezze dei pezzi di roccia intatta } > 100\text{mm}}{\text{lunghezza del carotiere}}$$

Se il valore di RQD è molto basso la roccia è molto fratturata ed il calcolo della capacità portante dell'ammasso roccioso va condotto alla stregua di un terreno sciolto utilizzando tutte le formulazioni sopra descritte.

Per ricavare la capacità portante di rocce non assimilabili ad ammassi di terreno sciolto sono state implementate due formulazioni: quella di Terzaghi (1943) e quella di Stagg-Zienkiewicz (1968), entrambe correlate all'indice RQD. In definitiva il valore della capacità portante sarà espresso dalla seguente relazione:

$$q'_{ult} = q''_{ult} \cdot RQD^2$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- q'_{ult} carico limite dell'ammasso roccioso
- q''_{ult} carico limite calcolato alla Terzaghi o alla Stagg-Zienkiewicz

In questo caso l'equazione trinomia del carico limite assume la seguente forma:

$$q''_{ult} = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q + c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

I termini presenti nell'equazione hanno lo stesso significato già visto in precedenza; i coefficienti di forma assumeranno i seguenti valori:

- $s_c = 1.0$ per fondazioni di tipo nastriforme
- $s_c = 1.3$ per fondazioni di tipo quadrato;
- $s_\gamma = 1.0$ per fondazioni di tipo nastriforme
- $s_\gamma = 0.8$ per fondazioni di tipo quadrato.

I fattori adimensionali di portanza a seconda della formulazione adottata saranno:

Formulazione di Terzaghi (1943)

$$N_q = \frac{e^{2 \left(0.75 \cdot \pi - \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \text{tg}(\varphi)}}{2 \cdot \cos^2 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right)} \quad N_\gamma = \frac{\text{tg}(\varphi)}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2(\varphi)} - 1 \right) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\varphi)$$

se $\varphi = 0 \Rightarrow N_c = 1.5 \cdot \pi + 1$

φ	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
K_{py}	10.8	12.2	14.7	18.6	25.0	35.0	52.0	82.0	141.0	298.0	800.0

Formulazione di Stagg-Zienkiewicz (1968)

$$N_q = \text{tg}^6 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \quad N_\gamma = N_q + 1 \quad N_c = 5 \cdot \text{tg}^4 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right)$$

Per il calcolo del carico limite si fa riferimento all'Approccio 2 GEO (A1+M1+R3).

Si riportano qui di seguito le tensioni di contatto (MIN = compressione) nelle condizioni più gravose allo SLU e SLV rispettivamente.

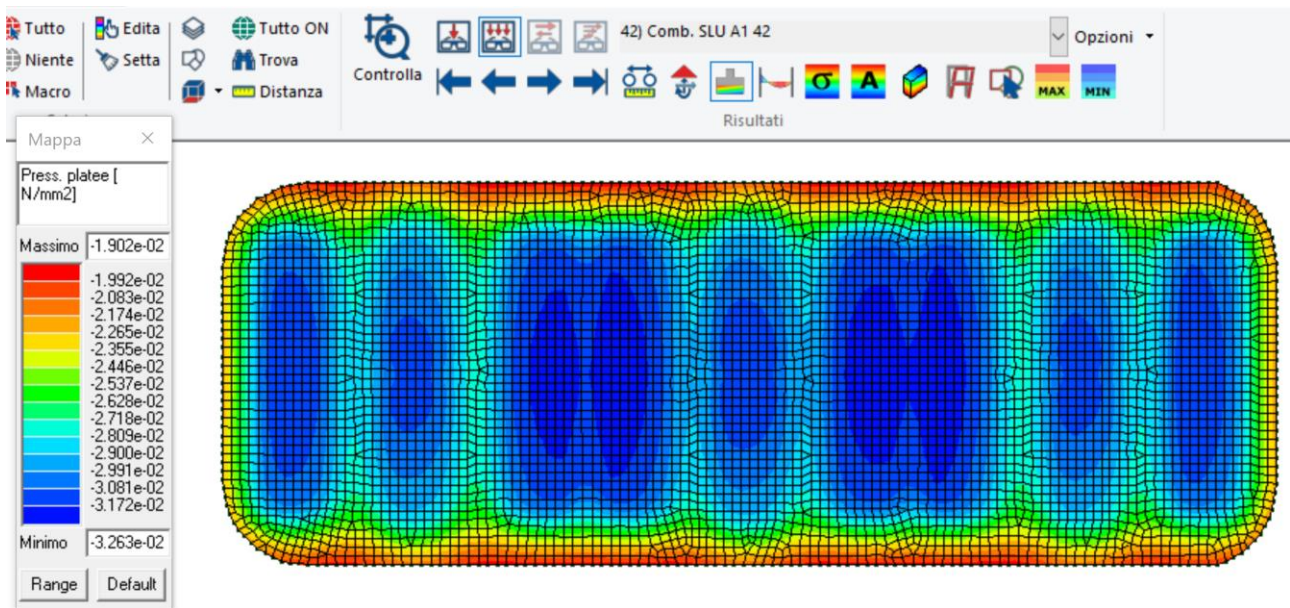


Figura 65 Tensioni MIN di contatto Comb SLU 42

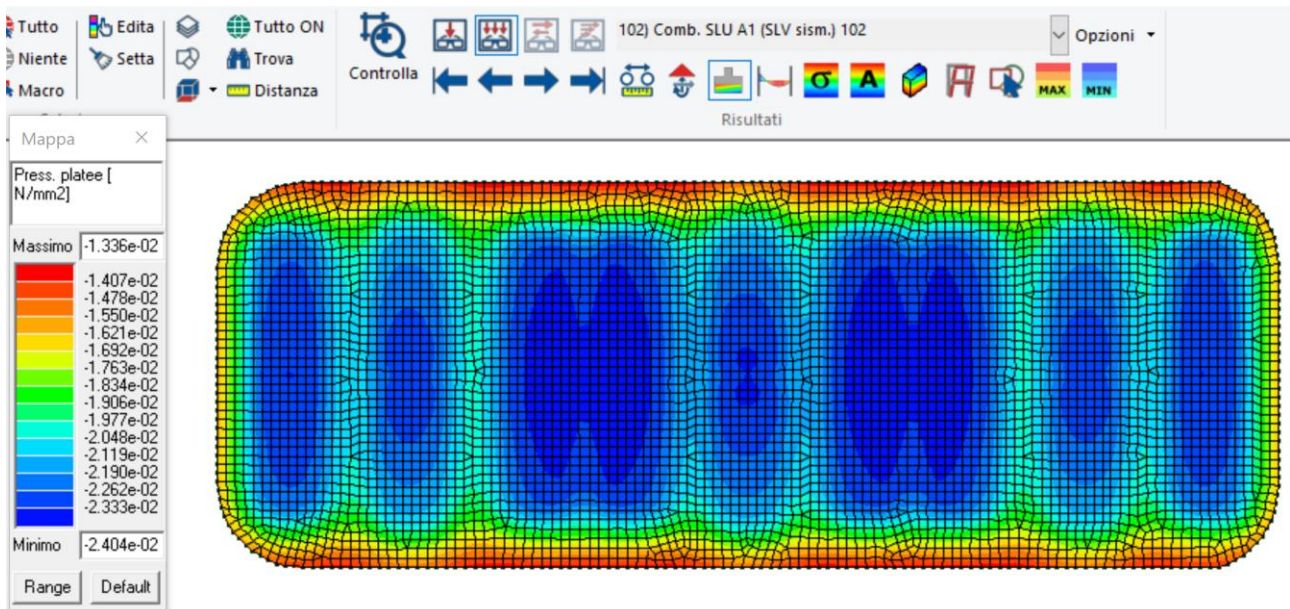


Figura 66 Tensioni di contatto MIN Comb SLV 102

Dalle figure precedenti si evince che le minime tensioni di contatto (negativo = compressione) assumono il valore pari a **0,032MPa** in condizioni statiche.

Si riporta qui di seguito il calcolo del carico limite globale della platea di fondazione.

NTC 2018		
γ_{cu}		1
γ_{γ}		1
γ_c		1
$\gamma_{\phi'}$		1
γ_{R2}		1
γ_{R3}		2,3

γ'_k [kN/m ³]	17,3
c'_k [kN/m ²]	70
c_{uk} [kN/m ²]	0
φ'_k [°]	29
E [kN/m ²]	460000
ν	0,3
G [kN/m ²]	176923,08
γ_w [kN/m ³]	-

ε [°]	0
ω [°]	0
D [m]	1,5
z_w [m]	100
B [m]	17,14
L [m] (per metro lineare di trave)	47,65
Z_B [m]	8,57
Punto appli Risultante forze [m]	8,570
$e(q_v)$ [m]	0
B' [m]	17,14
$\sigma'_v(Z_B)$ [kN/m ²]	148,261
q_h [kN]	0
q_v [kN]	26135
$\tan(\delta)$	0,000
m	2,26

K_p	2,88
N_q	16,40
N_c	27,80
N_γ	19,28

I_r	1162,95
$I_{r.cr}$	28,86

Coefficienti di punzonamento	
Ψ_q	1
Ψ_c	1
Ψ_γ	1

Forma della fondazione	
ζ_q	1,20
ζ_c	1,21
ζ_γ	0,86

Carichi inclinati	
ξ_q	1
ξ_c	1
ξ_γ	1

Inclinazione del piano di posa	
α_q	1
α_c	1
α_γ	1
β_q	1
β_c	1
β_γ	1

Produttoria dei coefficienti correttivi	
F_q	1,20
F_c	1,21
F_γ	0,86

CONDIZIONI DRENATE q_{lim} [N/mm²]	q_{Ed} [N/mm²]	C.D.
2,09	0,032	VERIFICATO

Dai calcoli precedenti si evince che in condizioni drenate di lungo termine la verifica del carico limite risulta essere soddisfatta per l'Approccio 2 GEO.