



Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU



MIT
MINISTERO
DELLE INFRASTRUTTURE
E DEI TRASPORTI



Italiadomani
PIANO NAZIONALE
DI RIPRESA E RESILIENZA



RegioneLombardia

Direzione Generale Infrastrutture e Opere Pubbliche



FERROVIENORD
FNMGROUP



un progetto di
FNM FERROVIENORD TRENORD

CODICE
COMMESSA

LIVELLO
PROGETTAZIONE

D.P.R.
207/10

PROGRESSIVO
ELABORATO

CATEGORIA
OPERA

NUMERO
OPERA

REVISIONE

SCALA

B 3 5

D

f

0 0 1

I T

0 2

R 0

IMPIANTO DI PRODUZIONE, STOCCAGGIO E DISTRIBUZIONE DI IDROGENO DI EDOLO Progetto Definitivo

Relazione Calcoli strutturali

Revisioni		Data	Descrizione	Redatto	Controllato
	3		-		
	2		-		
	1		-		
	0	Lug. 2024	PRIMA EMISSIONE		

FERROVIENORD

APPALTATORE



Progettista



BTP INFRASTRUTTURE S.p.A.

Via di Torre Rossa 66 - 00165 ROMA
☎ (+39) 06 8710088 ✉ info@btpinfra.it
Web: www.btpinfrastrutture.com

REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	DATA
L. BLESIO	P. TURBOLENTE	N. SBARIGIA	09/07/2024
CODICE ARCHIVIO COLLABORATORE			AGG.

“Calcoli strutturali”

Sommario

1. PREMESSA	6
2. DESCRIZIONE DELLE OPERE	7
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	8
4. MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO	9
4.1. Calcestruzzo strutturale di fondazione ed elevazione	9
4.2. Acciaio per calcestruzzo armato	10
4.3. Acciaio per carpenteria metallica	11
5. CARATTERISTICHE DEL SITO E ANALISI DEI CARICHI	12
5.1. PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO	12
5.2. AZIONI DEL VENTO	13
5.3. AZIONI DELLA NEVE	16
5.4. AZIONE SISMICA	18
5.4.1. VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI LOCALI DI SITO	20
5.5. AZIONE ECCEZIONALE - BLASTING (CARICO DA ESPLOSIONE)	21
5.5.1. CALCOLO A - FORMULAZIONE NEWMARK - PER CONFRONTO	25
5.5.2. CALCOLO B - FORMULAZIONE BRASIE & SIMPSON - PER CONFRONTO	25
5.5.3. CALCOLO C - ABACO DI Kingery-Bulmash – ADOTTATO NEI CALCOLI	26
6. SCHEMI STRUTTURALI ALLA BASE DEI CALCOLI - FEM 3D	27
7. CARATTERISTICHE ELEMENTO, ANALISI DEI CARICHI E VERIFICHE STRUTTURALI	28
7.1. EQ05 (Storage) + EQ09 (SKID) - SERBATOI DI STOCCAGGIO H2 ALTA PRESSIONE e BAIA DI CARICO	28
7.1.1. CARATTERISTICHE ELEMENTI	28
7.1.2. PESO PROPRIO, CARICHI PERMANENTI E CARICHI IN ESERCIZIO	30
7.1.3. COSTANTE DI SOTTOFONDO (WINKLER) - REAZIONE DEL TERRENO MURI BAIA DI CARICO	33

7.1.4.	COSTANTE DI SOTTOFONDO (WINKLER) - REAZIONE DEL TERRENO MURI SERBATOI STOCCAGGIO H2	34
7.1.5.	VERIFICHE STRUTTURALI	35
7.1.1.	VERIFICHE STRUTTURALI COPERTURA RIMOVIBILE IN ACCIAIO EQ05	42
7.1.2.	CARATTERISTICHE ELEMENTO	46
7.1.3.	PESO PROPRIO, CARICHI PERMANENTI E CARICHI IN ESERCIZIO	47
7.1.4.	COSTANTE DI SOTTOFONDO (WINKLER) - REAZIONE DEL TERRENO	49
7.1.5.	VERIFICHE STRUTTURALI	50
7.1.1.	VERIFICHE STRUTTURALI COPERTURA RIMOVIBILE IN ACCIAIO EQ04	56
7.2.	EQ13 (struttura) - DEPOSITO/SPOGLIATOI/control room/uffici	60
7.2.1.	CARATTERISTICHE ELEMENTO	60
7.2.2.	PESO PROPRIO, CARICHI PERMANENTI E CARICHI IN ESERCIZIO	61
7.2.3.	COSTANTE DI SOTTOFONDO (WINKLER) - REAZIONE DEL TERRENO	64
7.2.4.	VERIFICHE STRUTTURALI	65
7.3.	EQ02 (container) - ELETTROLIZZATORE	73
7.3.1.	CARATTERISTICHE ELEMENTO	73
7.3.2.	PESO PROPRIO, CARICHI PERMANENTI E CARICHI IN ESERCIZIO	73
7.3.3.	COSTANTE DI SOTTOFONDO (WINKLER) - REAZIONE DEL TERRENO	75
7.3.4.	VERIFICHE STRUTTURALI	76
7.4.	EQ11a1 (tank) - SERBATOIO ANTINCENDIO	80
7.4.1.	CARATTERISTICHE ELEMENTO	80
7.4.2.	PESO PROPRIO, CARICHI PERMANENTI E CARICHI IN ESERCIZIO	81
7.4.1.	COSTANTE DI SOTTOFONDO (WINKLER) - REAZIONE DEL TERRENO	86
7.4.2.	VERIFICHE STRUTTURALI	87
7.5.	EQ03 (VESSEL) - BUFFER H2	92
7.5.1.	CARATTERISTICHE ELEMENTO	92
7.5.2.	PESO PROPRIO, CARICHI PERMANENTI E CARICHI IN ESERCIZIO	93
7.5.3.	COSTANTE DI SOTTOFONDO (WINKLER) - REAZIONE DEL TERRENO	96
7.5.4.	VERIFICHE STRUTTURALI	97
7.6.	RICOVERO MEZZI	102
8.	VERIFICHE PORTANZA FONDAZIONI	104
8.1.	CARICO LIMITE TERZAGHI_EQ03 BUFFER	104
8.2.	CARICO LIMITE TERZAGHI_EQ11 TANK	105

8.3.	CARICO LIMITE TERZAGHI_EQ13 UFFICIO	106
8.4.	CARICO LIMITE - TABELLA DI CONFRONTO	107
8.5	VERIFICA PORTANZA	108
8.5.1	EQ02 – ELETTROLIZZATORE	109
8.5.2	EQ04 – COMPRESSORE	109
8.5.3	EQ05 – STORAGE	109
8.5.4	EQ09 – BAIA DI CARICO	109
8.6	VERIFICA CARICO LIMITE TERZAGHI PREFABBRICATI	110
8.6.1	FABBRICATO CHECK-IN	110
8.6.2	FABBRICATO SOTTOSTAZIONE ELETTRICA	112
8.6.3	FABBRICATO GRUPPO ELETTROGENO	114
8.7	VERIFICHE DI SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA	116
8.7.1	EQ03 - BUFFER	116
8.7.2	EQ11 - TANK	116
8.7.3	EQ13 - STRUTTURA	116
8.7.4	EQ04 – COMPRESSORE	116
8.7.5	EQ02 – ELETTROLIZZATORE	117
8.7.6	EQ05 – STORAGE	118
8.7.7	EQ09 – BAIA DI CARICO	119
8.7.8	FABBRICATO CHECK-IN	120
8.7.9	SOTTOSTAZIONE ELETTRICA	121
8.7.10	GRUPPO ELETTROGENO	122
9	<i>CEDIMENTI IN CONDIZIONE SLE</i>	123
10	<i>INCIDENZE CEMENTO ARMATO</i>	124
11	<i>CALCOLO DI RESISTENZA AL JET FIRE DELLE STRUTTURE</i>	125
11.5	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	125
11.6	GEOMETRIA SEZIONE, ESPOSIZIONE AL FUOCO E CONDIZIONI AL CONTORNO	126
11.7	AZIONI	133
11.8	L'INCENDIO DI PROGETTO	134
11.9	DISTRIBUZIONE DELLE TEMPERATURE	135

11.10	VERIFICHE DI RESISTENZA	137
11.11	METODOLOGIA DI CALCOLO	148

1. PREMESSA

L'oggetto della presente relazione di calcolo la realizzazione di un IMPIANTO DI PRODUZIONE, STOCCAGGIO E DISTRIBUZIONE DI IDROGENO DI EDOLO (BS). L'area è ubicata in Via Rassiche ad ovest della stazione Ferroviaria di Edolo.

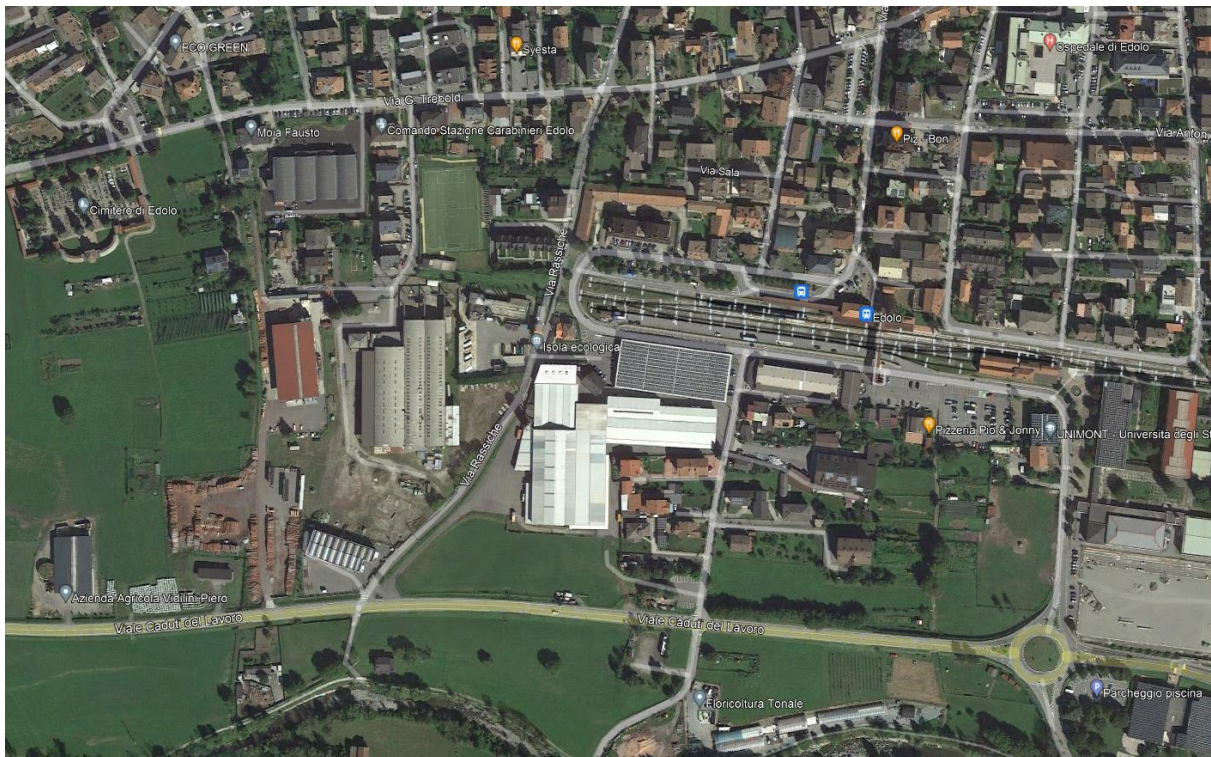
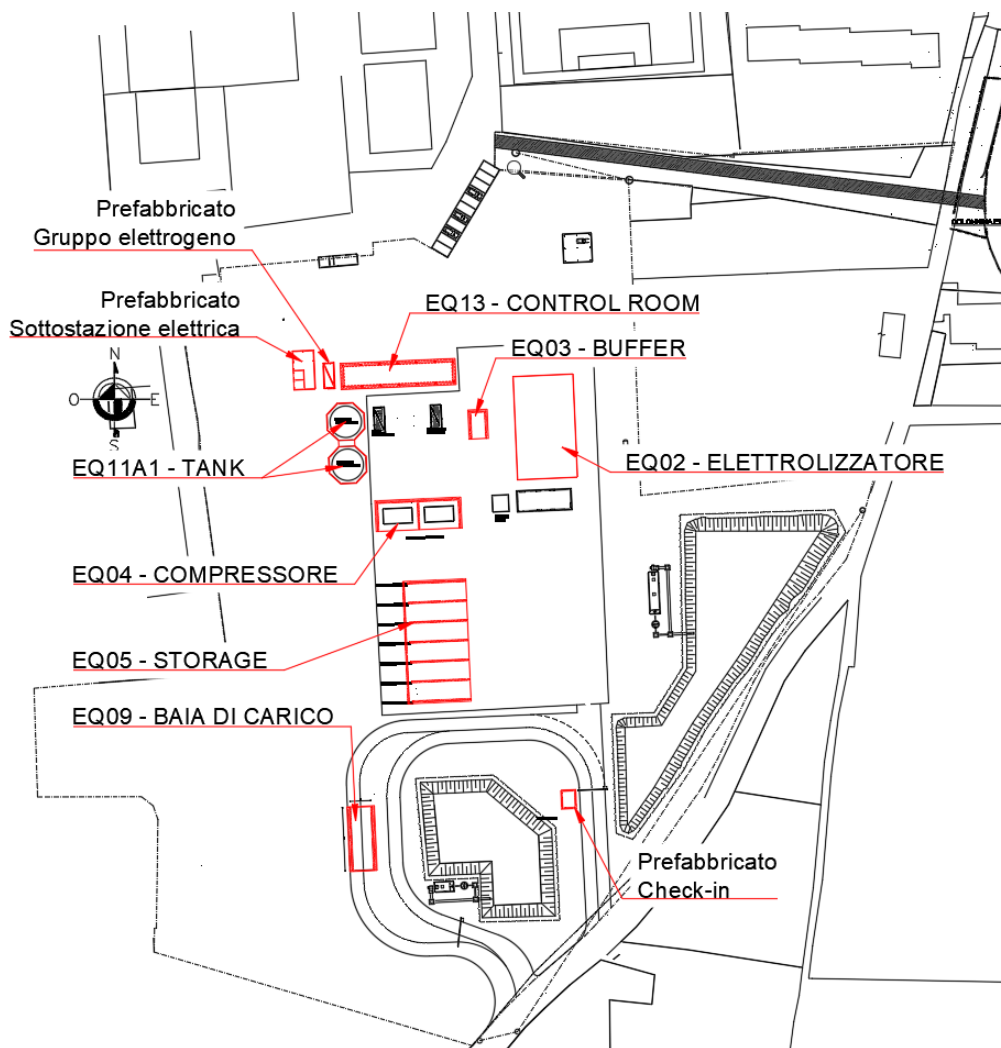


Figura 1 - ORTOFOTO DELL'AREA OGGETTO DI STUDIO

2. DESCRIZIONE DELLE OPERE



EQ02 – ELETTROLIZZATORE: Platea di fondazione in calcestruzzo armato di spessore pari a 30 cm, caricata con carichi concentrati, carichi lineari e superficiali in corrispondenza delle strutture portate;

EQ03 – BUFFER: Struttura a pareti in c.a. e fondazione a platea; spessore pareti e piastra pari a 30 cm;

EQ04b – COMPRESSORE: Struttura a pareti in c.a. e fondazione a platea; spessore pareti e piastra pari a 30 cm;

EQ05 – STORAGE: Struttura a pareti in c.a. e fondazione a platea; spessore pareti pari a 30 cm, spessore platea di fondazione pari a 40 cm; struttura soggetta a carico da esplosione pari a 50 kPa;

EQ09 – BAIA DI CARICO: Struttura a pareti in c.a. e fondazione a platea; spessore pareti pari a 30 cm, spessore platea di fondazione pari a 40 cm; struttura soggetta a carico da esplosione pari a 50 kPa;

EQ11a1 – TANK: Piastra di fondazione in c.a. di spessore pari a 30 cm, caricata con carico lineare e carico superficiale derivante dal serbatoio antincendio portato;

EQ13 – CONTROL ROOM: Struttura a telaio in c.a. e fondazione a platea di spessore pari a 30 cm.

PREFABBRICATI Check-in Sottostazione elettrica e Gruppo elettrogeno: presentano fondazioni a piastra di spessore pari a 30 cm; per tali fondazioni sono state eseguite le verifiche geometriche di carico limite e scorrimento.

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nei calcoli di progettazione e verifica degli elementi strutturali dell'edificio, si sono osservate le seguenti disposizioni normative:

- Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018, Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni;
- Circolare 21 gennaio 2019, Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- EN 1993-1-1 (2005) (English): Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1

Per quanto non espressamente specificato nelle norme, si è fatto riferimento ai seguenti documenti:

- CNR-DT-214-2018 Istruzioni per la valutazione della robustezza delle costruzioni;
- European Commission: Calculation of Blast Loads for Application to Structural Components; Administrative Arrangement No JRC 32253-2011 with DG-HOME Activity A5 - Blast Simulation Technology Development
- ASCE: Design of blast-resistant buildings in petrochemical facilities / prepared by Task Committee on Blast-Resistant Design of the Petrochemical Committee of the Energy Division of the American Society of Civil Engineers. -- 2nd ed;
- Handbook for Blast-Resistant Design of Buildings Edited by Donald O. Dusenberry

4. MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

La presente relazione di calcolo viene redatta nel rispetto della normativa vigente. Tutti i materiali strutturali impiegati devono essere muniti di marcatura "CE", ed essere conformi alle prescrizioni del "REGOLAMENTO (UE) N. 305/2011 DEL PARLAMENTO EUROPEO E DEL CONSIGLIO del 9 marzo 2011", in merito ai prodotti da costruzione.

Per la realizzazione dell'opere sono previsti i seguenti materiali:

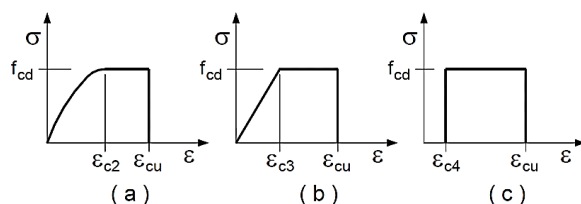
4.1. CALCESTRUZZO STRUTTURALE DI FONDAZIONE ED ELEVAZIONE

Le tabelle seguenti illustrano la classe di resistenza del calcestruzzo e le relative caratteristiche meccaniche.

Classe del calcestruzzo			C32/40		
Resistenza caratteristica a compressione cubica			R_{ck}	40,00	[MPa]
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	NTC2018 [11.2.1]	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	f_{ck}	32,00	[MPa]
Resistenza cilindrica media a compressione	NTC2018 [11.2.2]	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	f_{cm}	40,00	[MPa]
Resistenza di progetto a compressione	NTC2018 [4.1.3]	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 f_{ck} / 1.5$	f_{cd}	18,13	[MPa]
Resistenza media a trazione assiale	NTC2018 [11.2.3a]	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$	f_{ctm}	3,02	[MPa]
Resistenza caratteristica a trazione assiale		$f_{ctk} = 0.70 f_{ctm}$	f_{ctk}	2,12	[MPa]
Resistenza media a trazione per flessione	NTC2018 [11.2.4]	$f_{ctm} = 1.2 f_{ctm}$	f_{ctm}	1,48	[MPa]
Resistenza a trazione di progetto	NTC2018 [4.1.4]	$f_{ctd} = f_{ctm} / \gamma_c$	f_{ctd}	1,41	[MPa]
Resistenza tangenziale di aderenza di progetto	NTC2018 [4.1.6]	$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c$	f_{bd}	3,18	[MPa]
Coefficiente di Poisson	NTC2018 [11.2.10.4]		ν	0,20	[1]
Modulo elastico istantaneo in sede di progettazione	D.M.14/2/1992 [3.1.3]	$\sigma_{c,adm} = 6 + (R_{ck} - 15) / 4$	$\sigma_{c,adm}$	12,25	[MPa]
Modulo elastico istantaneo in sede di progettazione	NTC2018 [11.2.5]	$E_{cm} = 22.000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	E_c	33345,76	[MPa]
Modulo elastico tangenziale - calcestruzzo non armato		$G = E_{cm} / (2 (\mu + 1))$	G_c	13894,07	[MPa]
Deformazione limite legame parabola rettangolo ϵ_{c2}	NTC2018 [4.1.2.1.2.1]		ϵ_{c2}	0,0020	[1]
Deformazione limite per sezioni parzializzate ϵ_{cu}	NTC2018 [4.1.2.1.2.1]		ϵ_{cu}	0,0035	[1]

Si specifica che la resistenza tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo è stata calcolata in condizioni di buona aderenza e per barre di diametro minore di 32 mm [§4.1.2.1.1.4 delle NTC18].

I diagrammi costitutivi degli elementi in calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.1 del D.M. 2018; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e pressoflessione deviata è adottato il modello **parabola-rettangolo** riportato in fig. (a):



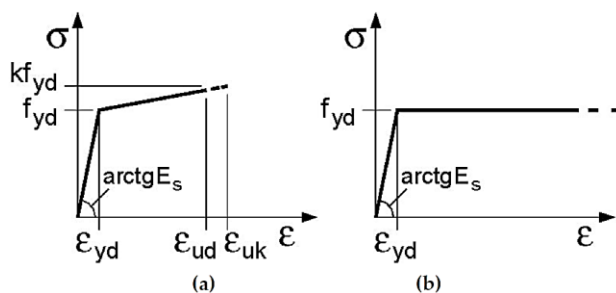
Dove i valori delle deformazioni assunti sono: $\epsilon_{c2} = 0,20 \%$ e $\epsilon_{cu} = 0,35 \%$.

4.2. ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO

L'acciaio impiegato per la realizzazione del calcestruzzo armato è del tipo B450C, le cui caratteristiche sono riportate di seguito:

Tipo acciaio		B450C		
Resistenza caratteristica di snervamento		f_{yk}	450,00	[MPa]
Resistenza caratteristica di rottura		f_{tk}	540,00	[MPa]
Coefficiente di Poisson		ν	0,30	[-]
Modulo elastico normale		E_s	206000	[MPa]
Modulo elastico tangenziale		G_s	80769	[MPa]
Tensione di calcolo a snervamento		f_{yd}	391,30	[MPa]

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.2 del D.M. 2018; in particolare è adottato il modello **elastico-perfettamente plastico indefinito** rappresentato in fig. (b):



Dove il valore della deformazione di snervamento è: $\epsilon_{yd} = 0,19 \%$.

4.3. ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA

In sede di progettazione, per gli acciai di cui alle norme europee UNI EN 10025, sono stati assunti i valori nominali delle proprietà del materiale, delle tensioni caratteristiche di snervamento e di rottura, riportate nei sottoparagrafi seguenti.

- **Acciaio S355**

Acciai con $t \leq 40 \text{ mm}$ (UNI 10025-2):

Classe	S355		
Resistenza caratteristica di snervamento	f_{yk}	355	[MPa]
Resistenza caratteristica di rottura	f_{tk}	510	[MPa]
Coefficiente di Poisson	ν	0,03	[-]
Modulo elastico normale	E_s	210000	[MPa]
Modulo elastico tangenziale	G_s	80769	[MPa]

5. CARATTERISTICHE DEL SITO E ANALISI DEI CARICHI

5.1. PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Per il deposito alluvionale si definiscono generalmente i seguenti parametri caratteristici geotecnici di progetto, validi per l'intero orizzonte o unità stratigrafica:

unità ALL

peso per unità di volume	$\gamma = 18 - 19 \text{ kN/mc}$
coesione	$c' = 0 - 5 \text{ kPa}$
angolo d'attrito	$\varphi = 27^\circ - 33^\circ$
modulo elastico	$E' = 10000 - 30000 \text{ kPa}$ per una variabilità lungo z di: $E' \text{ (MPa)} = 5.65 z \text{ (m)}$

Falda di progetto : -8.00 m da p.c.

5.2. AZIONI DEL VENTO

L'azione del vento è stata calcolata ed applicata sulle coperture rimovibili in acciaio.

AZIONI DEL VENTO

In questo paragrafo viene determinata la pressione che il vento esercita sulla struttura.

Dati inquadramento:

Comune	Provincia	Regione
Edolo	Brescia	Lombardia

Altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione a_s : 699,00 [m]

Distanza dalla costa: 199,00 [km]

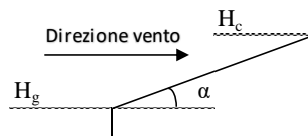
Tempo di ritorno T_R : 75,00 [anni]

Dati geometria edificio:

Altezza colmo H_c 4,00 [m]

Altezza gronda H_g 4,00 [m]

Angolo α 0,00 [°]



Parametri NTC18:

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	25	1000	0,4

Classe di rugosità del terreno

C) Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D



La categoria di esposizione e i relativi parametri, come definiti nella Tab3.3.II della normativa, risultano essere:

Categoria di esposizione del sito	K_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
IV	0,22	0,30	8,00

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa	mare	2 km	10 km	30 km	500m
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

ZONA 9		
	costa	mare
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

ZONA 6					
	costa	mare	2 km	10 km	30 km
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
	costa	mare	1,5 km
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

Calcolo della velocità di riferimento

Il coefficiente di altitudine c_a e il coefficiente di ritorno c_r risultano pari a:

$$c_a = 1,00 \quad [3.3.1.b \text{ NTC18}]$$

$$c_r = 1,02 \quad [3.3.3 \text{ NTC18}]$$

Moltiplicando la velocità $v_{b,0}$ per i coefficienti c_a e c_r , è stata ottenuta la **velocità di riferimento**

$$v_r = 25,59 \quad [\text{m/s}] \quad [3.3.2 \text{ NTC18}]$$

Calcolo della pressione cinetica di riferimento

Di seguito viene determinata la **pressione cinetica di riferimento** q_r :

$$q_r = 409,17 \quad [\text{N/m}^2] \quad [3.3.6 \text{ NTC18}]$$

Determinazione dei coefficienti

Vengono ora determinati i coefficienti necessari per il calcolo della pressione effettiva sulla struttura.

Coefficiente di topografia

Il coefficiente di topografia c_t è posto pari a 1 come consentito dalle NTC al §3.3.7:

Coefficiente di topografia

c_t	1,00
-------	-------------

Coefficiente di esposizione

Di seguito sono riportati i valori dei coefficienti di esposizione relativi alle altezze z di interesse:

Coefficiente di esposizione minimo

$c_{e,min}$	1,63	$z < 8 \text{ m}$
-------------	-------------	-------------------

Coefficiente di esposizione alla gronda

$c_{e,gronda}$	1,63	$z = 4 \text{ m}$	[3.3.7 NTC18]
----------------	-------------	-------------------	---------------

Coefficiente di esposizione al colmo

$c_{e,colmo}$	1,63	$z = 4 \text{ m}$
---------------	-------------	-------------------

Coefficiente dinamico

E' stato assunto cautelativamente pari ad 1 come specificato nelle NTC18 al §3.3.8:

Coefficiente dinamico

c_d	1,00
-------	-------------

Coefficiente di pressione

Per quanto riguarda il coefficiente di pressione si è fatto riferimento al §C3.3.8 della Circolare esplicativa del 21 gennaio 2019.

Tipologia edificio: Tettoia

Tipologia copertura: A falda singola

Per la determinazione delle pressioni interne è stato assunto il caso seguente, in accordo al §C3.3.8.5 [Circolare 2019]:

Caso 3 - Edificio con porosità distribuita in maniera circa uniforme

Nel caso in esame il grado di bloccaggio ϕ risulta essere pari a: **0**

Nella tabella sottostante vengono calcolati i coefficienti di forza nel caso in cui il vento è perpendicolare alla direzione del colmo:

Coeff. di forza per tettoie a falda singola

$c_F > 0$	$c_F < 0$
0,20	-0,50

[Tab. C3.3.XVII]

Si espongono, negli schemi sottostanti, i coefficienti di forza c_F nei diversi casi:



Pressioni del vento

Nella tabella seguente viene calcolata la pressione effettiva p sulle varie parti della struttura calcolata utilizzando la formula 3.3.4 della normativa:

	q_r [kN/m ²]	c_d	c_t	c_e	c_F	p [kN/m ²]
Pressione positiva	0,41	1,00	1,00	1,63	0,20	0,13
Pressione negativa	0,41	1,00	1,00	1,63	-0,50	-0,33

A favore di sicurezza si è assunta una pressione negativa del venti pari a 0,48 kN/mq.

L'azione positiva del vento è stata trascurata.

Azione tangente del vento

Tipo di superficie: Molto scabra (ondulata, costolata, piegata..)

L'azione tangenziale del vento risulta essere:

$$p_t = 0,027 \quad [\text{kN/m}^2] \quad [3.3.5 \text{ NTC18}]$$

L'azione tangenziale del vento è stata trascurata.

5.3. AZIONI DELLA NEVE

Dati inquadramento:

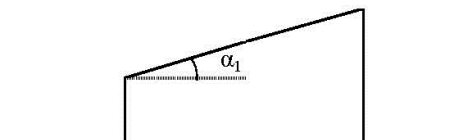
Comune	Provincia	Regione
Edolo	Brescia	Lombardia

Altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione a_s : 699,00 [m]

La zona di carico della neve risulta essere: zona I - Alpina

Dati geometria edificio:

Angolo α_1 0,00 [°]



Valore di riferimento del carico neve al suolo

Viene calcolato il carico della neve al suolo q_{sk} :

$$q_{sk} = 2,67 \quad [\text{kN/m}^2] \quad [\S 3.4.2 \text{ NTC18}]$$

Determinazione dei coefficienti

Vengono ora determinati i coefficienti necessari per il calcolo del carico provocato dalla neve.

Coefficiente di forma delle coperture

Tipologia di copertura: a) Copertura ad una falda

Parapetto: No

Sono stati determinati i coefficienti di forma rispettando il §3.4.4 delle NTC18 e il §3.4.3.1 della Circolare 21.01.2019

Coefficienti di forma:

$\mu_1 (\alpha_1)$
0,80

Coefficiente di esposizione

Tipologia e descrizione dell'area in cui sorge la costruzione:

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

Coefficiente di esposizione C_E 1,00 [§3.4.4 NTC18]

Coefficiente termico

In accordo alla normativa vigente, al §3.4.5, viene posto:

Coefficiente termico C_t 1,00

Calcolo del carico neve sulle coperture

Nella tabella sottostante sono stati calcolati i diversi carichi agenti sulle coperture, in funzione del numero di falde e dei rispettivi angoli α . Si specifica che i carichi sono espressi in kN/m^2 .

	$q_{s,1}$	$q_{s,2}$	$q_{s,3}$	$q_{s,4}$	$q_{s,5}$
	$\mu_1 (\alpha_1)$	$\mu_1 (\alpha_2)$	$0,5 \mu_1 (\alpha_1)$	$0,5 \mu_1 (\alpha_2)$	$\mu_2 (\alpha_{medio})$
a) Copertura ad una falda	2,14	-	-	-	-
b) Copertura a due falde	-	-	-	-	-
c) Copertura a più falde	-	-	-	-	-

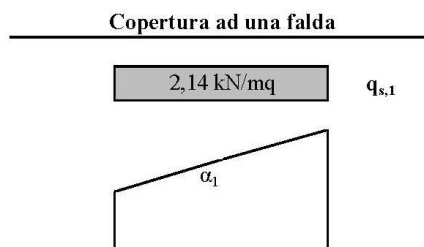
Combinazioni del carico neve sulle coperture

In questa pagina è riportata una tabella riassuntiva dei diversi carichi neve agenti in copertura e la relativa combinazione a seconda del caso in esame.

	kN/m^2	daN/m^2
$q_{s,1}$ $\mu_1 (\alpha_1)$	2,14	214
$q_{s,2}$ $\mu_1 (\alpha_2)$	-	-
$q_{s,3}$ $0,5\mu_1 (\alpha_1)$	-	-
$q_{s,4}$ $0,5\mu_1 (\alpha_2)$	-	-
$q_{s,5}$ $\mu_2 (\alpha_{med})$	-	-

Caso in esame:

a) Copertura ad una falda



5.4. AZIONE SISMICA

Dati inquadramento:

Comune	Provincia	Regione	Zona sismica
Edolo	Brescia	Lombardia	3

Coordinate sito (Datum geodetico ED50):

Latitudine: 46,1774238

Longitudine: 10,3259946

Sono risultati i seguenti parametri, riportati al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento:

Stato Limite	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0,029	2,603	0,196
SLD	75	0,035	2,639	0,216
SLV	712	0,067	2,770	0,301
SLC	1462	0,081	2,825	0,318

Vita nominale di progetto, classi d'uso e periodo di riferimento

E' stata scelta la seguente tipologia di costruzione e classe d'uso:

Tipologia di costruzione: 2. Costruzioni con livelli di prestazioni ordinarie

Classe d'uso della struttura: Classe III

In base alle informazioni sovrastanti si ottengono i seguenti valori in accordo al §2.4. delle NTC18:

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

Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche

Per quanto riguarda il terreno è stato assunta l'appartenenza del suolo alla categoria:

Categoria di sottosuolo: C [Tab. 3.2.II NTC18]

In relazione alle condizioni topografiche dell'area è stato possibile assumere una condizione topografica:

Categoria topografica: T1 [Tab. 3.2.III NTC18]

h/H: 1 quota sito / altezza rilievo topografico

Pertanto sono risultati i seguenti coefficienti necessari per la determinazione dello spettro elastico:

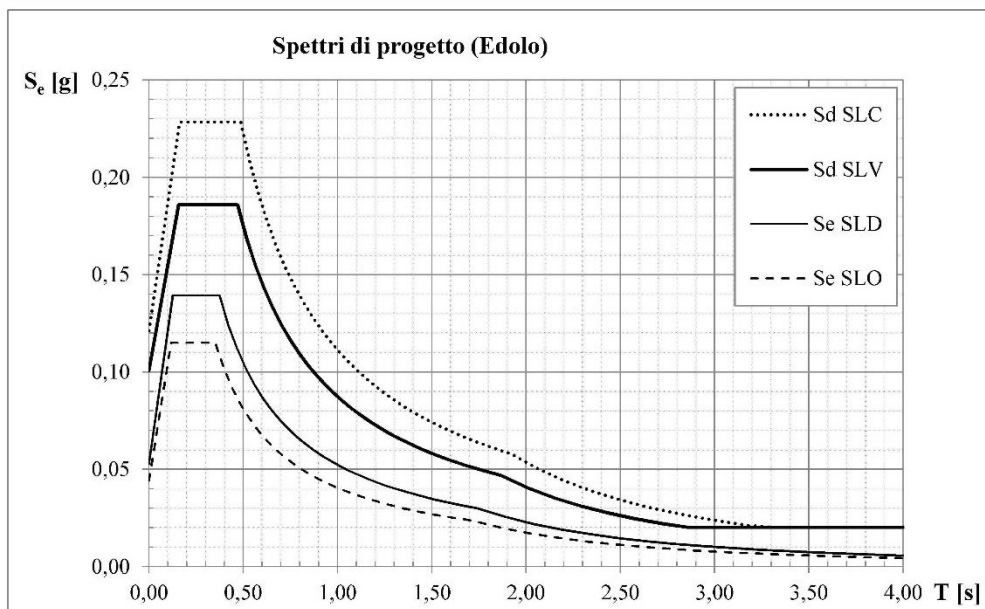
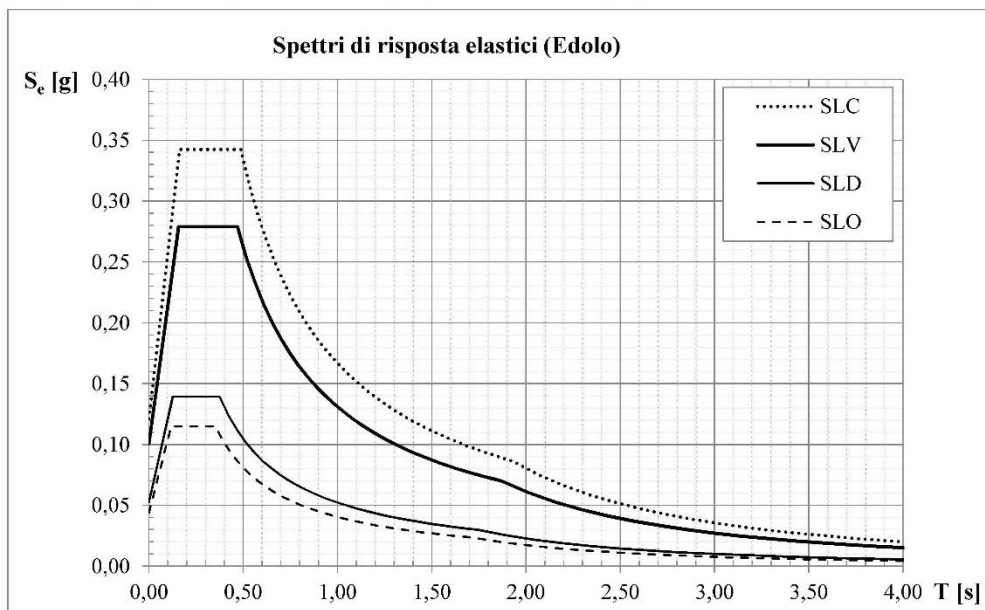
Stato Limite	Coefficienti			
	S_s	S_T	S	C_C
SLO	1,500	1,000	1,500	1,799
SLD	1,500	1,000	1,500	1,742
SLV	1,500	1,000	1,500	1,560
SLC	1,500	1,000	1,500	1,532

Fattore di comportamento

Rispettando le indicazioni della normativa al §7.3.1, è stato assunto un fattore di comportamento:

Fattore di comportamento q : 1,5

Nei grafici seguenti si possono vedere gli spettri elastici e di progetto:



Nella tabella sottostante vengono riportati i principali dati degli spettri:

Stato Limite	Periodi principali			Oordinate principali				
	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]	$a_g \cdot S$ [g]	$S_e(T_C)$ [g]	$S_e(T_D)$ [g]	$S_d(T_C)$ [g]	$S_d(T_D)$ [g]
SLO	0,117	0,352	1,718	0,044	0,115	0,024	-	-
SLD	0,125	0,376	1,741	0,053	0,139	0,030	-	-
SLV	0,157	0,470	1,869	0,101	0,279	0,070	0,186	0,047
SLC	0,162	0,487	1,923	0,121	0,342	0,087	0,228	0,058

5.4.1. VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI LOCALI DI SITO

Come riportato anche nella relazione geotecnica, dalla valutazione semiquantitativa del fattore di amplificazione è risultato un periodo proprio del sito T pari a 0.335 s ed un relativo valore di F_a pari a 1.4; il valore di F_a è inferiore a 1.8 (al limite di soglia del Comune di Edolo) dunque la normativa è da considerarsi pertanto sufficiente a tenere in considerazione anche i possibili effetti di amplificazione litologica del sito. Pertanto si applica lo spettro previsto dalla normativa nazionale, e la categoria del sottosuolo C.

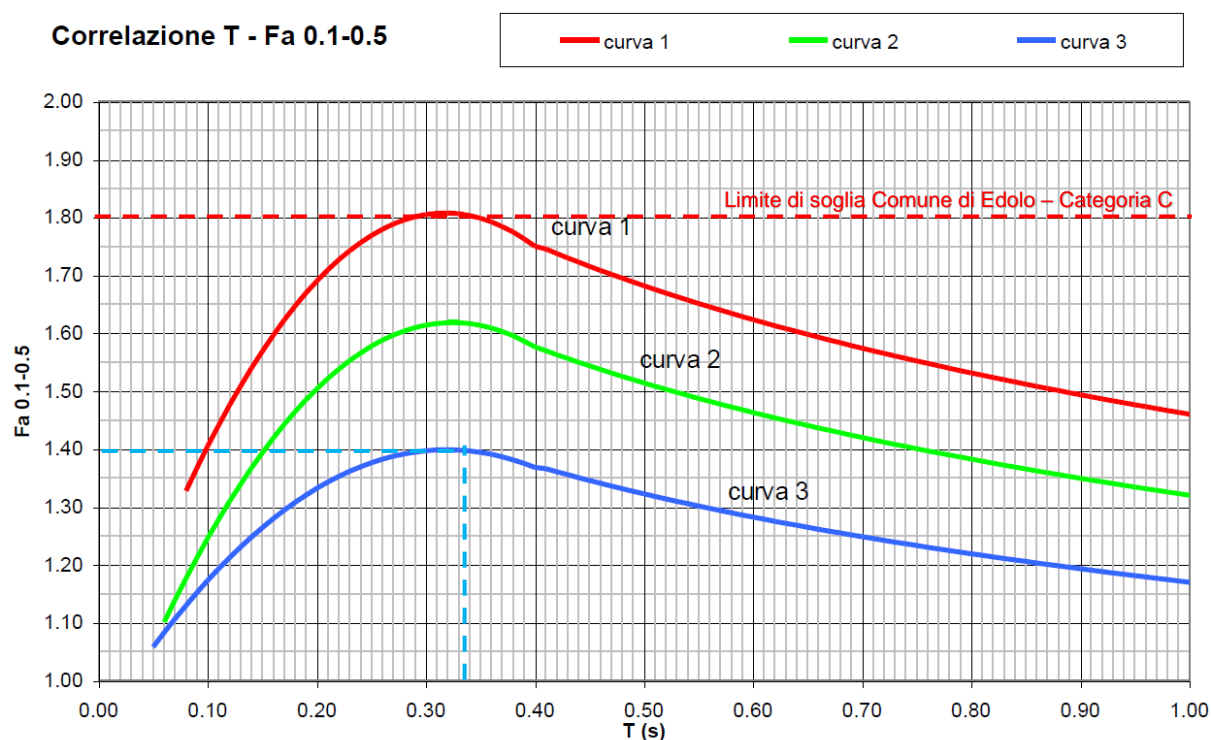


Figura 2: Estratto Giunta regionale Serie Ordinaria - Giovedì 19 gennaio 2012 – Scheda litologia ghiaiosa – Curva 3

5.5. AZIONE ECCEZIONALE - BLASTING (CARICO DA ESPLOSIONE)

Per applicare il carico da esplosione è stata considerata la combinazione eccezionale prevista dalla NTC18:

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Stima pressione su parete

Si è determinata la pressione di picco dell'esplosione P_{so} utilizzando il **Metodo TNT Equivalente**. Sono stati utilizzate 3 diverse formulazioni:

- Newmark
- Brasie & Simpson
- Legge cube-root scaling, Hopkinson-Cranz

La pressione di picco è stata utilizzata per determinare la pressione del vento q^0 :

$$q^0 = 0.0032 P_{so}^2$$

FIGURE 3.2: Blast Wave Reflection Coefficient vs. Angle of Incidence (from TNO Green Book)

$$q_0 = 2.5 P_{so}^2 / (7 P_o + P_{so}) \approx 0.022 P_{so}^2 \quad (\text{psi}) \quad (3.4)$$

$$\approx 0.0032 P_{so}^2 \quad (\text{kPa})$$

where,

P_o = ambient atmospheric pressure.

The net dynamic pressure on a structure is the product of the dynamic pressure and a drag coefficient, C_d . The drag coefficient depends on the shape and orientation of the obstructing surface. For a rectangular building, the drag coefficient may be taken as +1.0 for the front wall, and -0.4 for

Figura 3: Estratto pag 37/474 DESIGN OF BLAST-RESISTANT BUILDINGS IN PETROCHEMICAL FACILITIES Second Edition

3.3.3 Dynamic (Blast Wind) Pressure, q_o

This blast effect is due to air movement as the blast wave propagates through the atmosphere. The velocity of the air particles, and hence the wind pressure, depends on the peak overpressure of the blast wave. *Baker 1983* and *TM 5-1300* provide data to compute this blast effect for shock waves. In the low overpressure range with normal atmospheric conditions, the peak dynamic pressure can be calculated using the following empirical formula from *Newmark 1956*:

$$q_o = 2.5 P_{so}^2 / (7 P_o + P_{so}) = 0.022 P_{so}^2 \quad (\text{psi}) \quad (3.4) \\ = 0.0032 P_{so}^2 \quad (\text{kPa})$$

where,

P_o = ambient atmospheric pressure.

The net dynamic pressure on a structure is the product of the dynamic pressure and a drag coefficient, C_d . The drag coefficient depends on the shape and orientation of the obstructing surface. For a rectangular building, the drag coefficient may be taken as +1.0 for the front wall, and -0.4 for the side and rear walls, and roof.

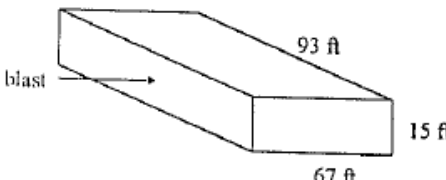
The dynamic pressure exerts the dominant blast effect on open frame structures, framed structures with frangible cladding, and on small structures or components such as poles, stacks, etc. The dynamic pressure also influences, but to a lesser extent, the net blast loads on the walls and roof of an enclosed building as discussed in Section 3.5.

Figura 4: estratto pag 3-8 del ASCE-Design-of-Blast-Resistant-Buildings.pdf

**APPENDIX
BLAST LOAD EXAMPLE**

This example illustrates the calculation of blast loading on the components of a building subjected to a shock wave traveling horizontally. The building dimensions are as follows:

width, B = 93 ft	(28.4 m)
length, L = 67 ft	(20.4 m)
height, H = 15 ft	(4.5 m)



Blast Loading:

A blast wave has been given and will be applied normal to the long side of the building. It is further determined that the distance to the explosion and the length of the building are such that the overpressure and duration do not change significantly over the length of the building. The blast (shock) wave parameters are as follows:

peak side-on overpressure, $P_{so} = 6 \text{ psi}$ (41 kPa) (Figure 3.3)
duration, $t_d = 0.05 \text{ sec}$

shock front velocity, (Equation 3.5)
 $U = 1130 (1 + 0.058 P_{so})^{0.5}$
 $= 1130 [1 + 0.058 (6 \text{ psi})]^{0.5}$
 $= 1,312 \text{ ft/sec}$ (400 m/sec)

length of pressure wave, (Equation 3.6)
 $L_{pw} = U (t_d) = (1,312 \text{ ft/sec}) (0.05 \text{ sec}) = 66 \text{ ft}$ (20.1 m)

peak dynamic wind pressure, (Equation 3.4)
 $q_o = 0.022 (P_{so})^2 = 0.022 (6 \text{ psi})^2 = 0.8 \text{ psi}$ (6 kPa)

Figura 5: estratto pag 3-19 del ASCE-Design-of-Blast-Resistant-Buildings.pdf

Al metodo TNT equivalente e alle formulazioni per il calcolo della pressione si fa riferimento nei seguenti documenti:

- CNR-DT-214-2018 Istruzioni per la valutazione della robustezza delle costruzioni, pag 22 del pdf.
- European Commission: Calculation of Blast Loads for Application to Structural Components, pag 19
- Norma ASCE, pag. 43
- Handbook-for-Blast-Design-of-Buildings, pag 198
- ASCE-Design-of-Blast-Resistant-Buildings, pag 3-8

Ipotesi alla base del calcolo:

- Si è assunta la massa di idrogeno (**Volume singola bombola * n. 11 bombole**)
Nella descrizione del carro bombolaio sono indicate 12 bombole; **i calcoli successivi considerano 11 come da specifica del cliente**
- Si è considerata la distanza tra sorgente esplosione e superficie parete pari a 1.5 m

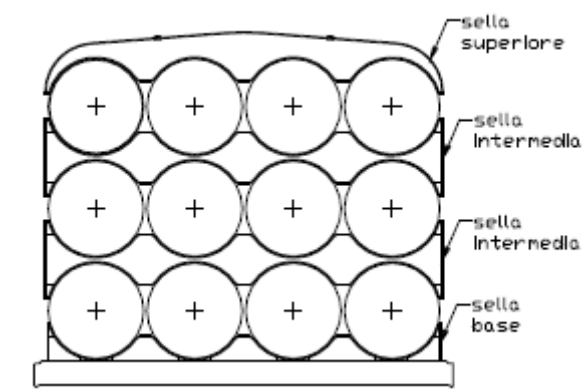


Figura 6: IMMAGINE RAPPRESENTATIVA DI RIFERIMENTO PER IL CALCOLO DELLA PRESSIONE;
NON È LA SOLUZIONE DEFINITIVA E SARÀ OGGETTO DI EVENTUALI FUTURE MODIFICHE

MASSA H2			
Massa totale idrogeno:			
Massa H2 assunta in una bombola		44,5	kg
N° di bombole per compartimento		11	
Massa H2 totale assunta		490	kg

CALCOLO TNT EQUIVALENTE			
Distanza tra sorgente e superficie	R	1,5	m
Peso H2 assunto	W_{exp}	490	kg
Resa dell'esplosione (da 0,01 a 0,1 sec)	η	0,01	
Calore di detonazione dell'idrogeno	H_{exp}^d	130,8	MJ/kg
Calore di detonazione del TNT	H_{TNT}^d	4,52	MJ/kg
Peso equivalente TNT	W_e	141,7	kg
		0,14	ton

An equivalent mass of TNT is calculated using the following equation:

$$M_{TNT} = \frac{M_{cloud} \Delta H_c \eta}{\Delta H_{TNT}}$$

Where:

M_{TNT} = TNT equivalent mass (kg)

M_{cloud} = mass of gas in cloud (kg)

ΔH_{cloud} = Lower heat of combustion of the gas considered (130800 kJ/Kg for hydrogen)

ΔH_{TNT} = Lower heat of combustion of TNT (4520 kJ/Kg, [6])

η = Efficiency or "yield" of the explosion (usually from 0.01 to 0.1 for UVCE).

$$W_e = W_{exp} \frac{H_{exp}^d}{H_{TNT}^d}$$

where, W_e is the TNT equivalent weight [kg],

W_{exp} is the weight of the actual explosive [kg],

H_{exp}^d is the heat of detonation of the actual explosive [MJ/kg], and

H_{TNT}^d is the heat of detonation of the TNT [MJ/kg].

Figura 7: A sinistra estratto da Analysis of high-pressure hydrogen and natural gas cylinders explosions through TNT equivalent method

A destra estratto da European Commission: Calculation of Blast Loads for Application to Structural Components, pag 12

5.5.1. CALCOLO A - FORMULAZIONE NEWMARK - PER CONFRONTO

FORMULAZIONE NEWMARK			
Pressione di picco	P_{so}	303,78 bar	
		30378,33 kPa = kN/mq	
		4406,00 psi	
$P_{so} = 6784 \frac{W}{R^3} + 93 \sqrt{\frac{W}{R^3}}$			
Pressione del vento:	q_0	295 kPa	
$q_0 = 2.5 P_{so}^2 / (7 P_o + P_{so}) \approx 0.022 P_{so}^2 \quad (\text{psi})$ $\approx 0.0032 P_{so}^2 \quad (\text{kPa})$			

5.5.2. CALCOLO B - FORMULAZIONE BRASIE & SIMPSON - PER CONFRONTO

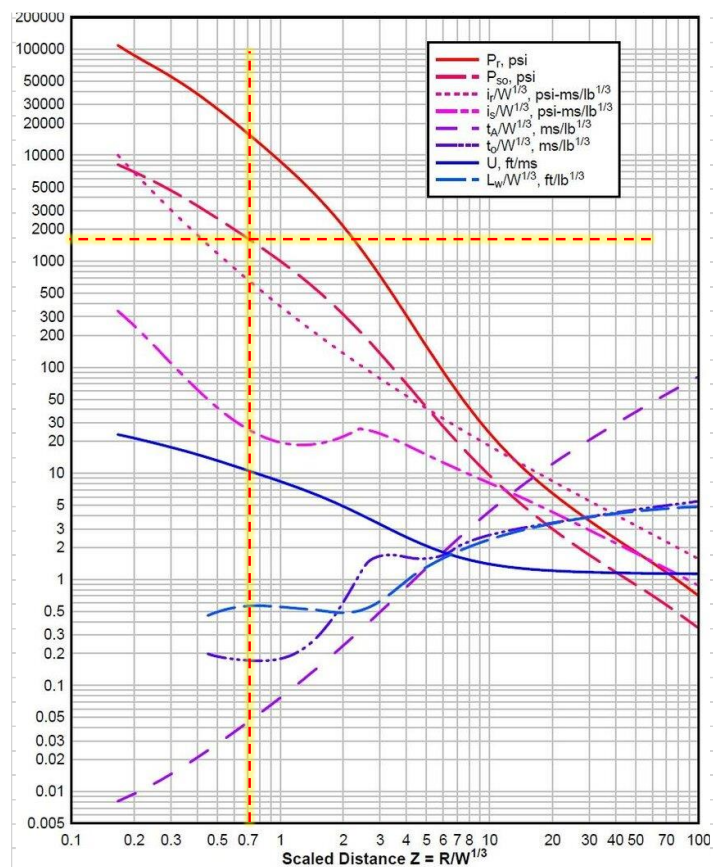
STIMA PRESSIONE DI PICCO CON BRASIE & SIMPSON			
Distanza tra sorgente e superficie	R	1,5	m
Peso stimato	W	142	kg
Distanza scalata	Z	0,288	m/kg ³
Scaled Distance Z = R/W ^{1/3}			
Pressione di picco	P _{so}	114,26	bar
		11426,08	kPa
$P_S = \frac{808 \times \left(1 + \left(\frac{Z}{4.5} \right)^2 \right)}{\sqrt{1 + \left(\frac{Z}{0.048} \right)^2} \times \sqrt{1 + \left(\frac{Z}{0.32} \right)^2} \times \sqrt{1 + \left(\frac{Z}{1.35} \right)^2}}$			
Pressione del vento:	q ₀	41,78	kPa

5.5.3. CALCOLO C - ABACO DI Kingery-Bulmash – ADOTTATO NEI CALCOLI

One of the most widely used manuals for the calculation of blast parameters is the Kingery-Bulmash technical report [3], which has been included in the UFC 3-340-02 [2] manual.

[3] Kingery C. N., Bulmash G., (1984) "Technical report ARBRL-TR-02555: Air blast parameters from TNT spherical air burst and hemispherical burst", AD-B082 713, U.S. Army Ballistic Research Laboratory, Aberdeen Proving Ground, MD.

STIMA PRESSIONE DI PICCO CON ABACO DI Kingery-Bulmash				
		[m]	[ft]	
Distanza tra sorgente e superficie	R	1,5	4,92	
		[kg]	[lb]	
Peso stimato	W	142	312,29	
			0,7252 ft/lb ³	
Distanza scalata	Z		7,25E-01 ft/lb ³	
Scaled Distance $Z = R/W^{1/3}$				
			1800 psi	
Pressione di picco	P_{s0}		12410,57 kpa	
			124,11 bar	
Pressione del vento:	q_0		49,29 kPa	



- Sulle pareti (e sulla piastra di fondazione) è stato applicato un carico pari a 50 kN/mq pari alla pressione dell'aria determinata con l'abaco DI Kingery-Bulmash

6. SCHEMI STRUTTURALI ALLA BASE DEI CALCOLI - FEM 3D

La struttura è stata schematizzata in tre dimensioni con l'ausilio del software Sismicad versione 12.19, strumento che esegue l'analisi della struttura tramite modello di calcolo agli elementi finiti, ovvero mediante la costruzione di un modello matematico costituito da un numero definito di elementi discreti, per ognuno dei quali è stata definita analiticamente una relazione tra forze e spostamenti. Da queste relazioni il programma assembla la matrice di rigidezza e calcola la risposta dell'intera struttura.

Si tratta di un modello spaziale composto da elementi puntuali, aste ed elementi bidimensionali.

Il software permette analisi non lineari per le fondazioni, il terreno è modellato come un letto di molle lineari elastiche e non reagenti a trazione per le platee.

Tutti gli elementi e i nodi, sono numerati e vengono processati ottenendo i risultati del progetto e la verifica degli elementi secondo la norma NTC2018.

7. CARATTERISTICHE ELEMENTO, ANALISI DEI CARICHI E VERIFICHE STRUTTURALI

7.1. EQ05 (STORAGE) + EQ09 (SKID) - SERBATOI DI STOCCAGGIO H2 ALTA PRESSIONE E BAIA DI CARICO

7.1.1. CARATTERISTICHE ELEMENTI

EQ09 (skid) - BAIA DI CARICO

Pareti in calcestruzzo armato di spessore pari a 30 cm e platea di fondazione di spessore pari 40 cm.

La fondazione ha un'offset rispetto al filo esterno delle pareti pari a 30 cm.

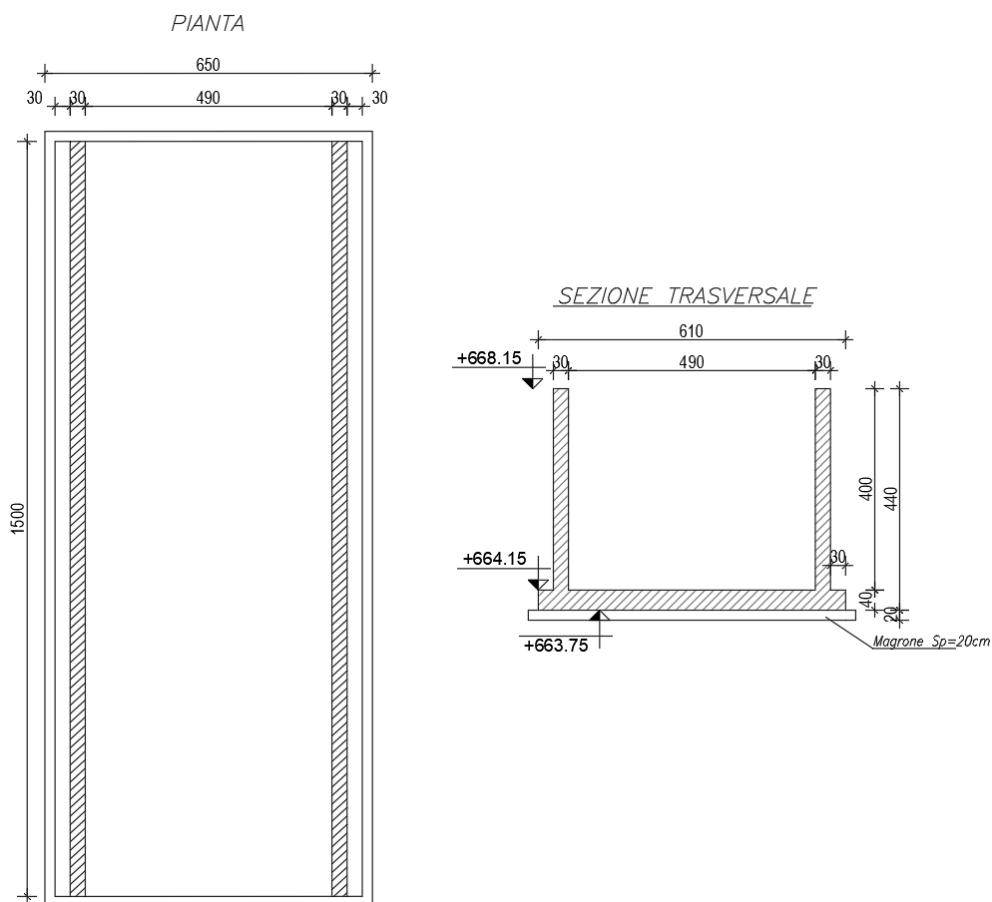


Figura 8 – Pianta e sezione Baia di carico

EQ05 (Storage) - SERBATOI DI STOCCAGGIO H2 ALTA PRESSIONE

Pareti in calcestruzzo armato di spessore pari a 30 cm e platea di fondazione di spessore pari a 40 cm. Tra il nuovo muro previsto sul lato ovest e le pareti paraschegge a pettine, si è lasciato un **passaggio di 80 cm**.

La fondazione ha un'offset rispetto al filo esterno delle pareti pari a 40 cm.

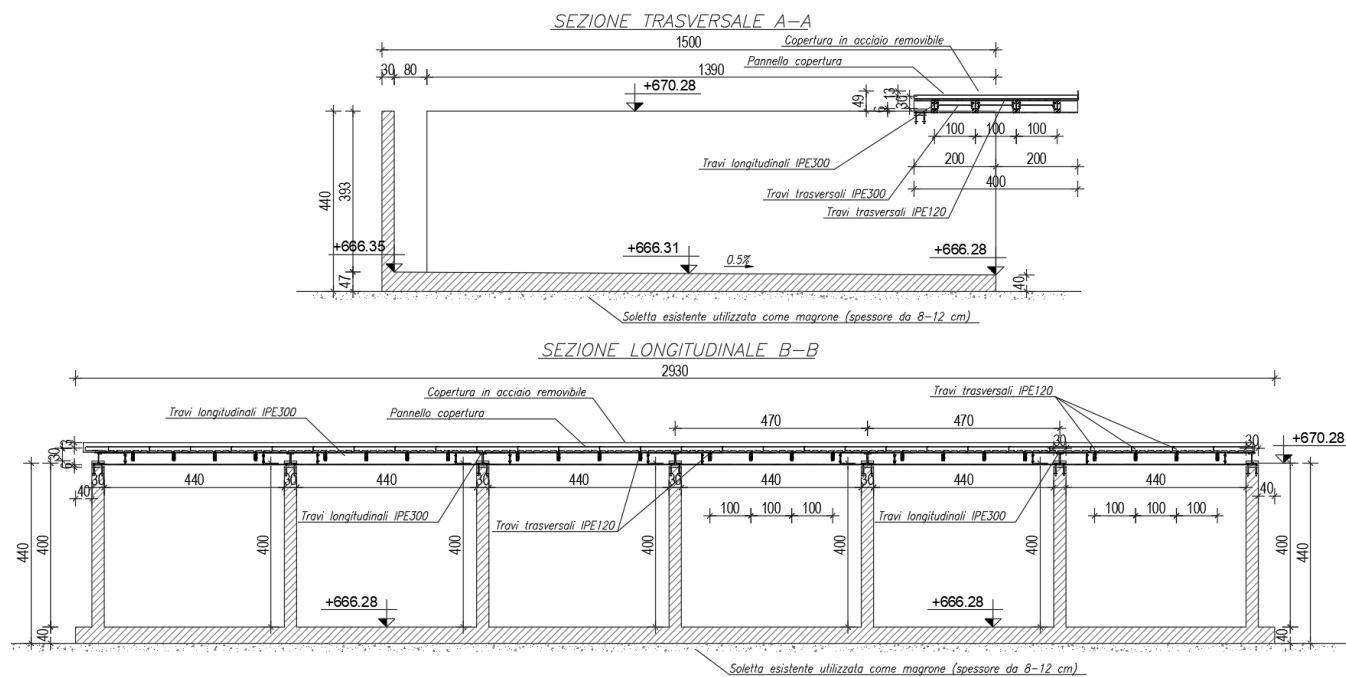


Figura 9 - SEZIONI muri serbatoi stoccaggio H2

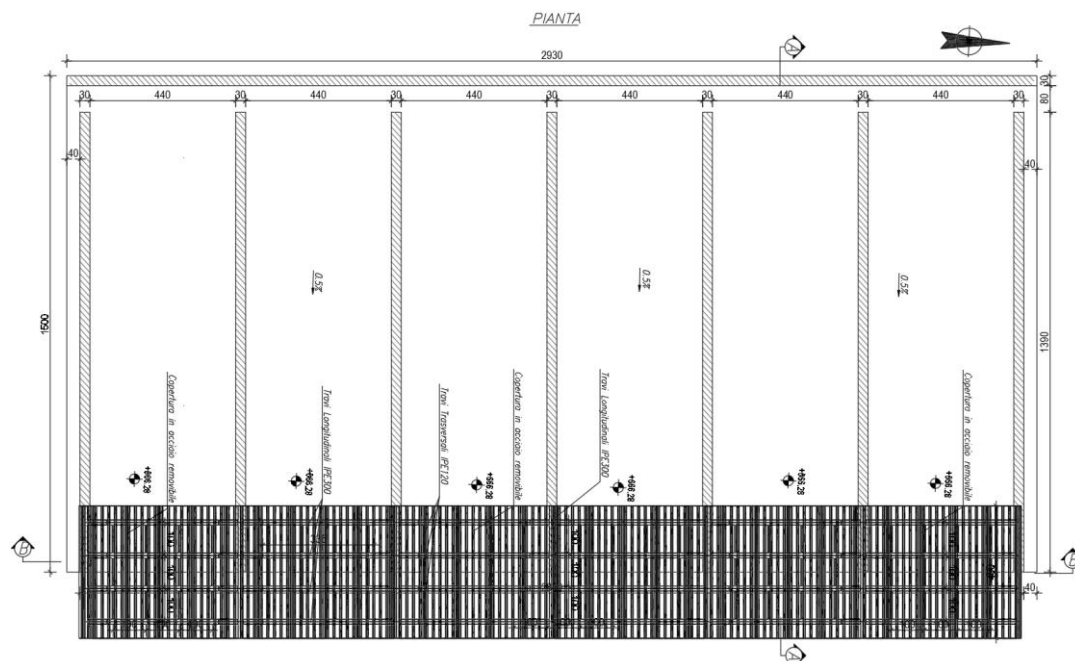


Figura 10 - PIANTA muri serbatoi stoccaggio H2

7.1.2. PESO PROPRIO, CARICHI PERMANENTI E CARICHI IN ESERCIZIO

7.1.2.1. Peso proprio

Sono determinati automaticamente dal programma di calcolo sulla base del peso specifico del calcestruzzo armato pari a 25 kN/m^3 .

7.1.2.2. Carichi permanenti

Sulla piastra di fondazione EQ05 (Storage) - SERBATOI DI STOCCAGGIO H2 ALTA PRESSIONE sono stati applicati due carichi lineari G2 pari a 64 kN/m calcolati come:

Peso max. (Bomboloni su rack)	60000 kg
Numero di appoggi (carichi lin)	2
Interasse pareti	4,7 m
Carico lineare	64 kN/m

Sulla piastra di fondazione EQ09 (skid) - BAIA DI CARICO non sono stati applicati carichi permanenti non strutturali.

7.1.2.3. Carichi variabili

Sulla piastra di fondazione EQ09 (skid) - BAIA DI CARICO è stato applicato il carico variabile "Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree di accesso" pari a 7.16 kN/mq.

Sulla piastra di fondazione EQ05 (Storage) non sono stati applicati carichi variabili.

7.1.2.4. Azione eccezionale – Blasting (Carico da esplosione)

È stata ipotizzata l'esplosione dei bomboloni di un compartimento. Sulle pareti e sulla porzione di piastra, relativa al compartimento preso in considerazione, è stata applicata la pressione di 50 kPa calcolata nel paragrafo 4.4.

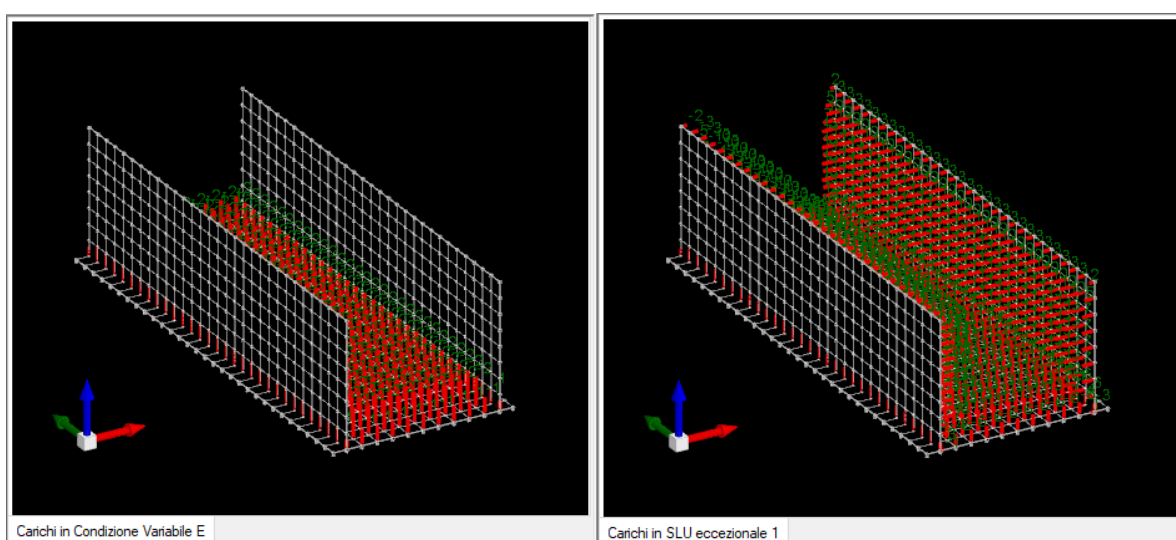


Figura 11 - Modello FEM muri baia di carico: Carico variabile (sinistra) e carico eccezionale (destra)

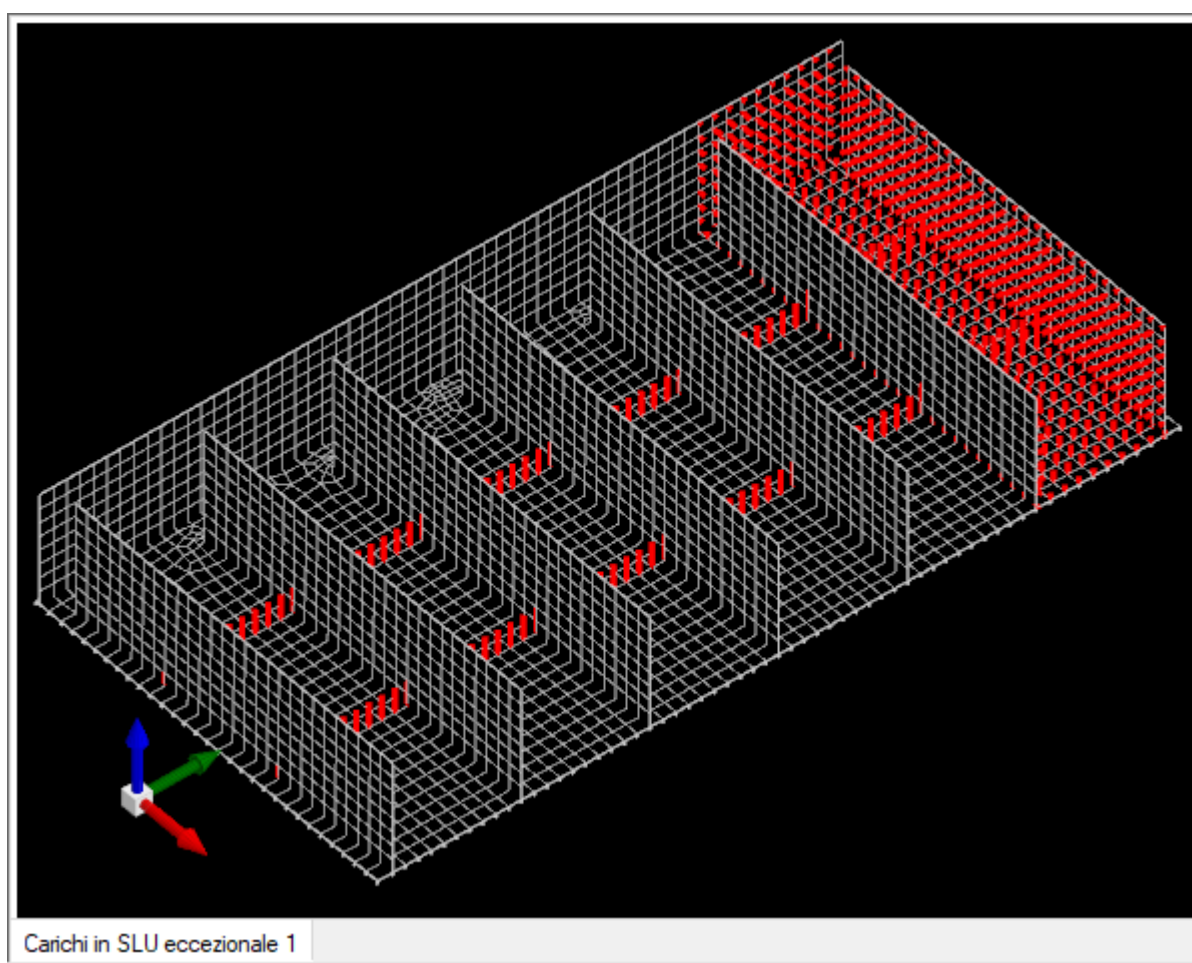


Figura 12 - Modello FEM muri serbatoi stoccaggio H2: Carichi in condizione SLU eccezionale ($G1 + G2 + \text{Eccezionale}$)

7.1.3. COSTANTE DI SOTTOFONDO (WINKLER) - REAZIONE DEL TERRENO MURI BAIA DI CARICO

[Foundation Analysis and Design 5th Edition Joseph E. Bowles – pag 504]

The most general form for either a horizontal or lateral modulus of subgrade reaction is

$$k_s = A_s + B_s Z^n \quad (9-10)$$

where A_s = constant for either horizontal or vertical members

B_s = coefficient for depth variation

Z = depth of interest below ground

n = exponent to give k_s the best fit (if load test or other data are available)

$$A_s = C(cN_c s_c + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma) \quad \text{and} \quad B_s Z^1 = C(\gamma N_q s_q) Z^1$$

we obtain a ready means to estimate k_s . In these equations the Terzaghi or Hansen bearing-capacity factors can be used. The C factor is 40 for SI units

L	17,00	[m]	L/B	1,518	[m]
B	11,20	[m]	B'	5,6	[m]
D	1	[m]			
Z	0,5	[m]	C [SI]	40	
ϕ'	30,00	[°gradi]			
ϕ'	0,52	[radianti]			
γ	18,00	[kN/m³]			
c	0,00				

Fattori di forma

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

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

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi$$

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

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

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

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

Nc	30,14
Sc	1,40
N γ	15,07
$\Sigma\gamma$	0,74
Nq	18,40
Sq	1,38

As	0	[KN/m³]
Bs	18288	[KN/m³]
n	1	
Ks	9144	[KN/m³]

Figura 13 - calcolo K Winkler baia di carico

Per i calcoli strutturali degli elementi in c.a. della baia di carico, è adottato un valore di K pari a 9100 KN/m³.

7.1.4. COSTANTE DI SOTTOFONDO (WINKLER) - REAZIONE DEL TERRENO MURI SERBATOI STOCCAGGIO H2

[Foundation Analysis and Design 5th Edition Joseph E. Bowles – pag 504]

The most general form for either a horizontal or lateral modulus of subgrade reaction is

$$k_s = A_s + B_s Z^n \quad (9-10)$$

where A_s = constant for either horizontal or vertical members

B_s = coefficient for depth variation

Z = depth of interest below ground

n = exponent to give k_s the best fit (if load test or other data are available)

$$A_s = C(cN_c s_c + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma) \quad \text{and} \quad B_s Z^1 = C(\gamma N_q s_q) Z^1$$

we obtain a ready means to estimate k_s . In these equations the Terzaghi or Hansen bearing-capacity factors can be used. The C factor is 40 for SI units

L	29,30	[m]	L/B	1,953	[m]
B	15,00	[m]	B'	7,5	[m]
D	1	[m]			
Z	0,5	[m]	C [SI]	40	
ϕ'	30,00	[°gradi]			
ϕ'	0,52	[radianti]			
γ	18,00	[kN/m ³]			
c	0,00				
Fattori di forma					
N_q	$= e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45 + \phi/2)$				
N_c	$= (N_q - 1) \cot \phi$				
N_γ	$= 1.5(N_q - 1) \tan \phi$				
	$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$				
	$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$				
	$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$				
	$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$				
Nc	30,14				
Sc	1,31				
N γ	15,07				
$\Sigma \gamma$	0,80				
Nq	18,40				
Sq	1,30				
As	0	[KN/m ³]	64712,76		
Bs	17165	[KN/m ³]			
n	1				
Ks	8582	[KN/m ³]			

Figura 14 - calcolo K Winkler muri serbatoi stoccaggio H2

Per i calcoli strutturali degli elementi in c.a. dei serbatoi di stoccaggio H2, è adottato un valore di K pari a 8500 KN/m³.

7.1.5. VERIFICHE STRUTTURALI

EQ09 (skid) - BAIA DI CARICO

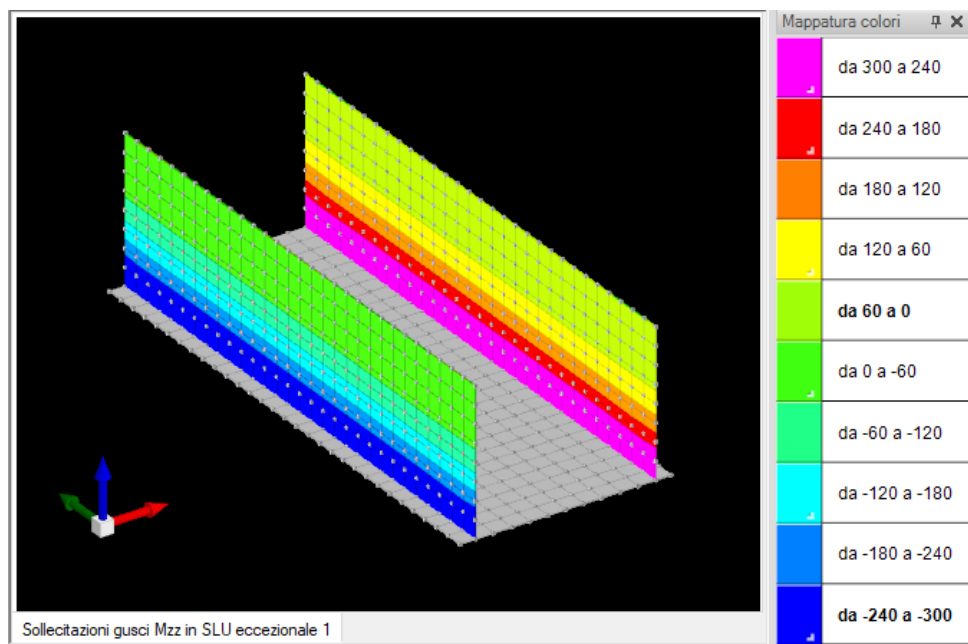


Figura 15 - Sollecitazioni M pareti – combinazione SLU eccezionale [KNm/m]

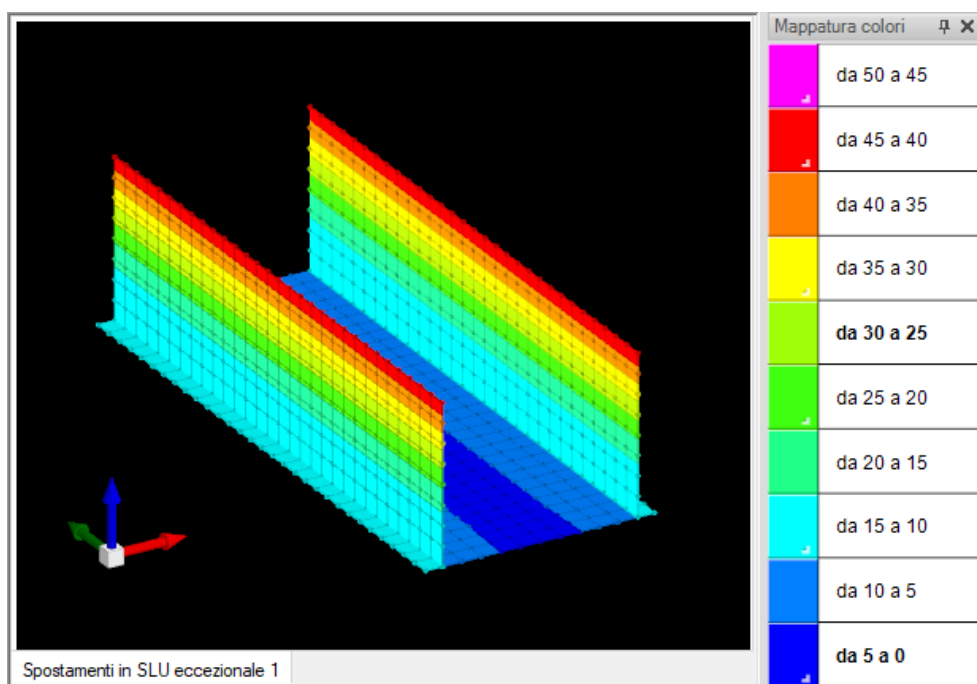


Figura 16 - deformazione pareti in condizione SLU eccezionale [mm]

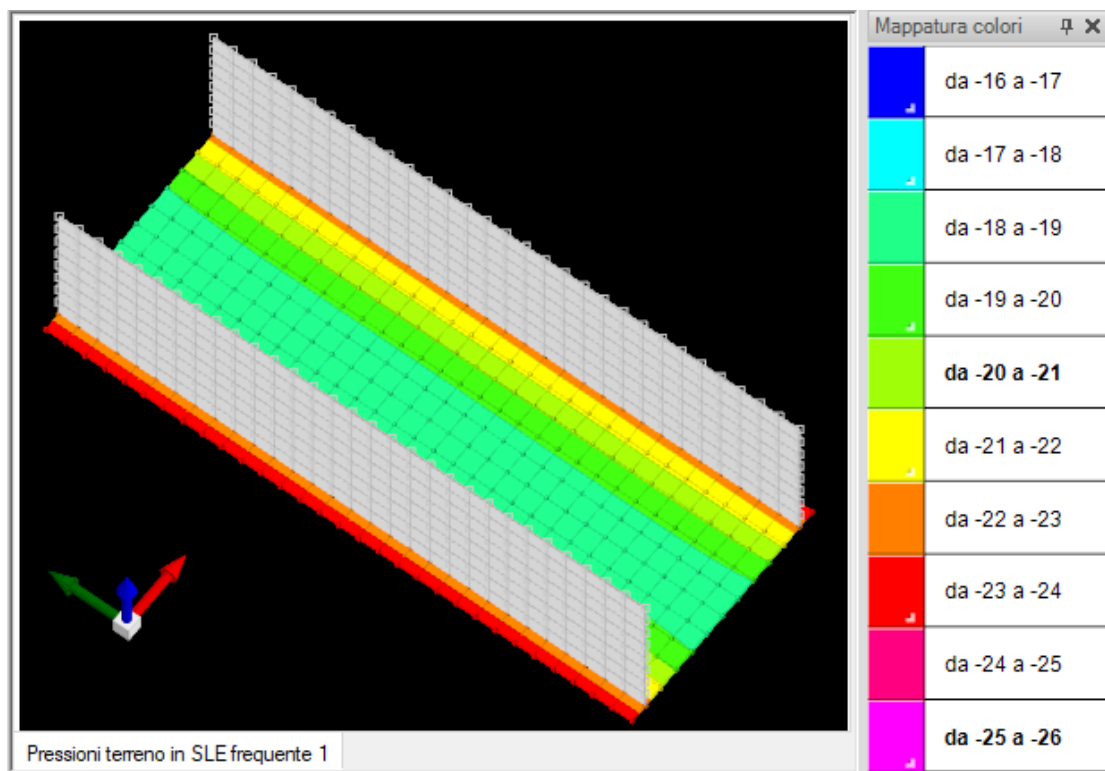


Figura 17 – Pressioni sul terreno SLE frequente (G1 + G2) [kN/mq]

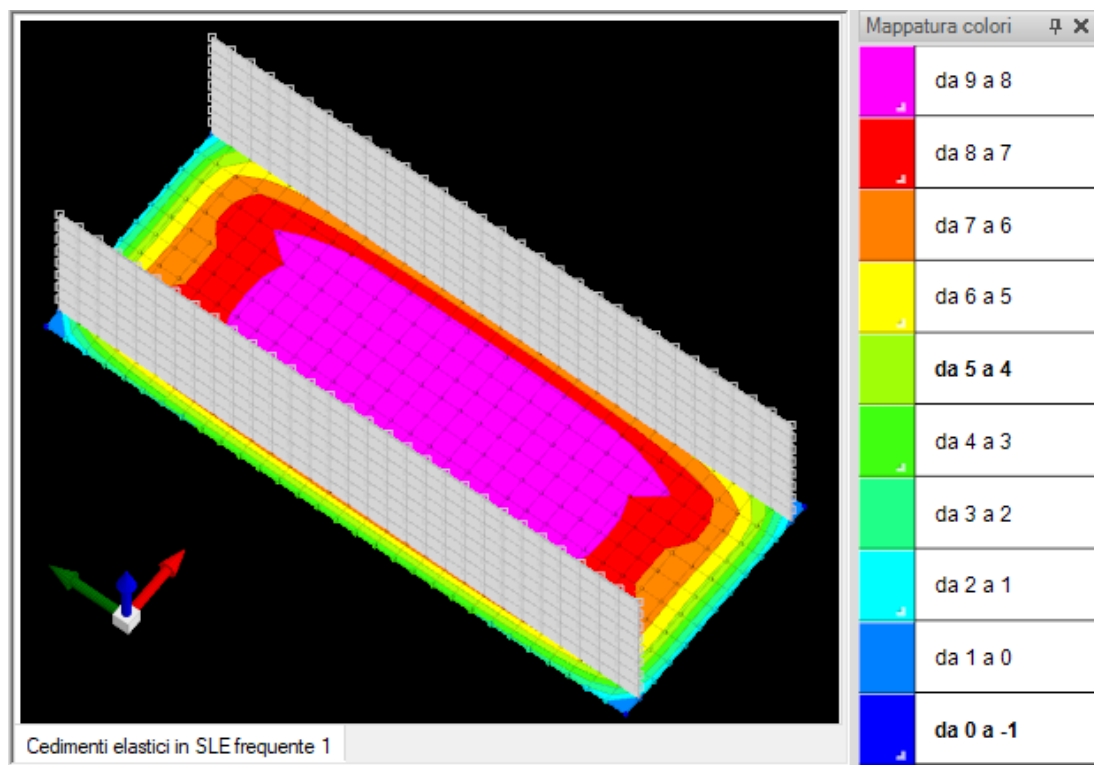


Figura 18 – Cedimenti SLE frequente (G1 + G2) [mm]



Figura 19: Coefficiente sicurezza minima

Coeff. Sicurezza minimo parete: 1.16 (flessione)

Coeff. Sicurezza minimo piastra: 1.19 (flessione)

Elemento con coefficiente di sicurezza minimo: Parete

Combinazione SLU eccezionale: 1xG1 + 1xG2 + 1xEccezionale

Med = 298.76 kNm Mrd = 346.78 kNm Mrd / Med = 1.16

Ved = 186.98 kN Vrd = 308.23 kN Vrd / Ved = 1.65

Verifiche SLE: Parete

Sezione fessurata: NO

$\sigma_{cls} = 101 \text{ kPa} < 14940 \text{ kPa} = \sigma_{cls} \text{ limite}$

$\sigma_{acciaio} = 934 \text{ kPa} < 360000 \text{ kPa} = \sigma_{acciaio} \text{ limite}$

Pareti verticali spessore 30cm:

- maglia di base $\varnothing 20$ passo 20x20 orizzontali e verticali
- armature aggiuntive $\varnothing 24$ passo 20 solo verticali
- n. 9 spilli $\varnothing 12$ al mq

Platea di fondazione spessore 40cm:

- maglia di base $\varnothing 20$ passo 10x10 orizzontali e verticali, superiori ed inferiori

EQ05 (Storage) - SERBATOI DI STOCCAGGIO H2 ALTA PRESSIONE

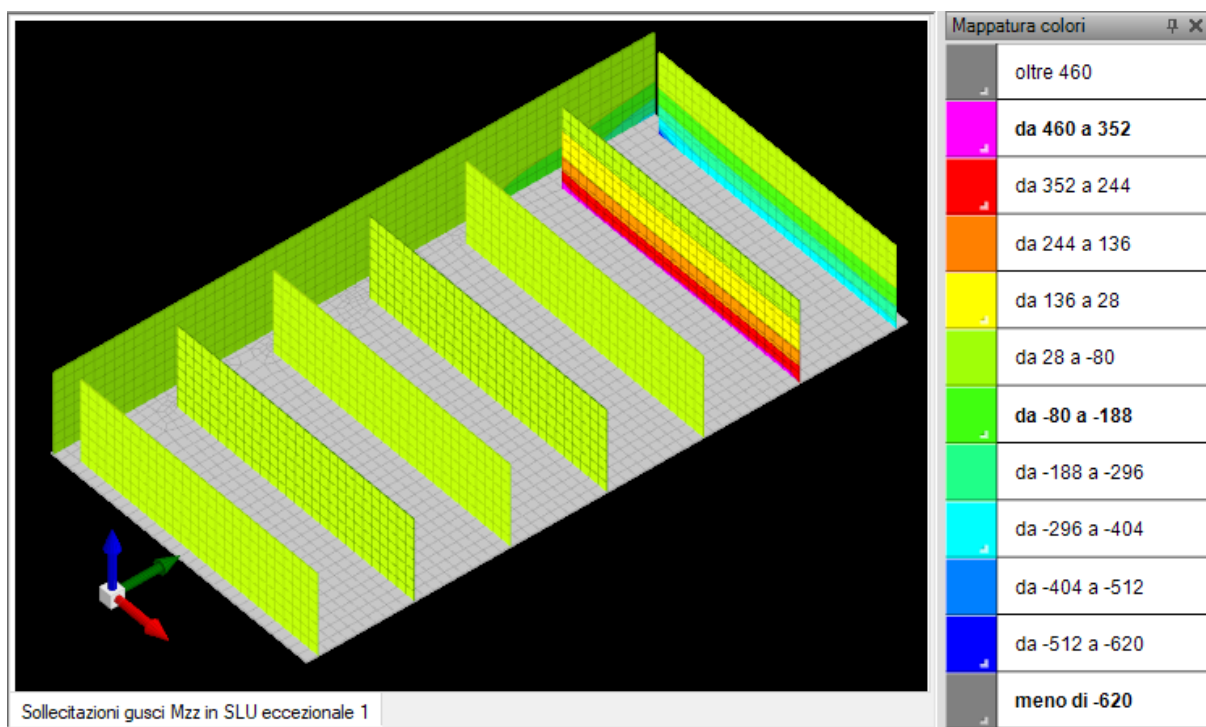


Figura 20 - Sollecitazioni M pareti – combinazione SLU eccezionale [KN m]

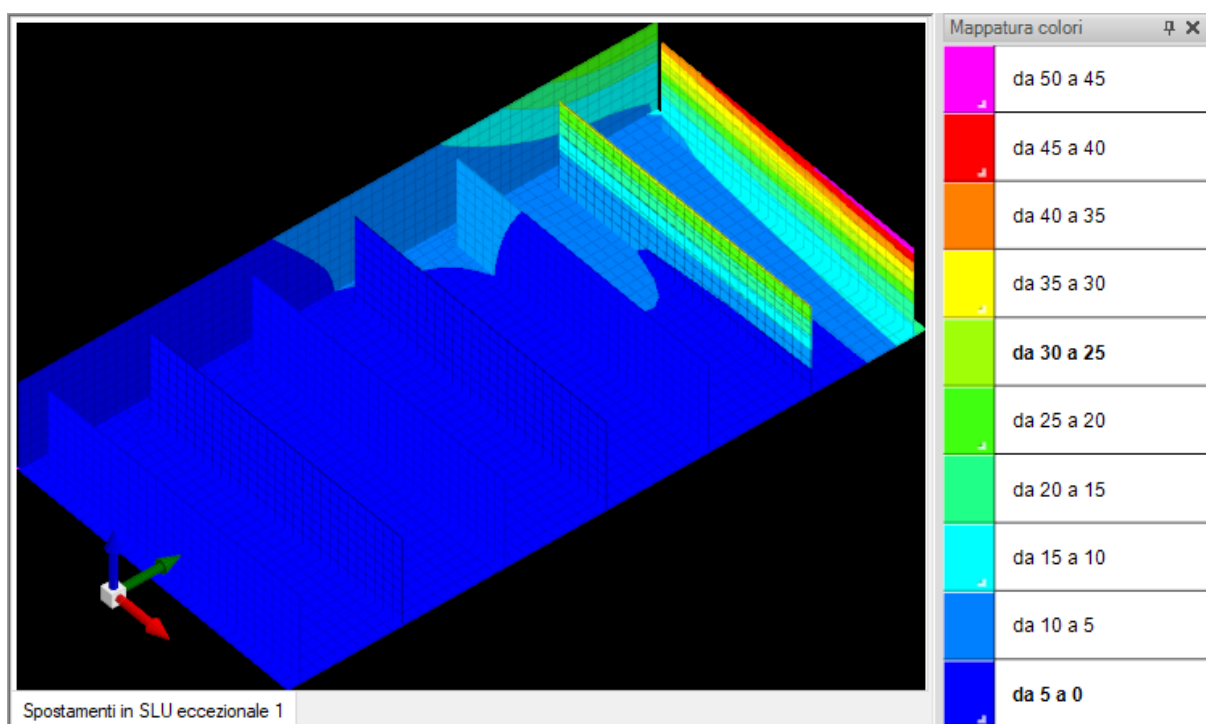


Figura 21 - deformazione pareti in condizione SLU eccezionale [mm]

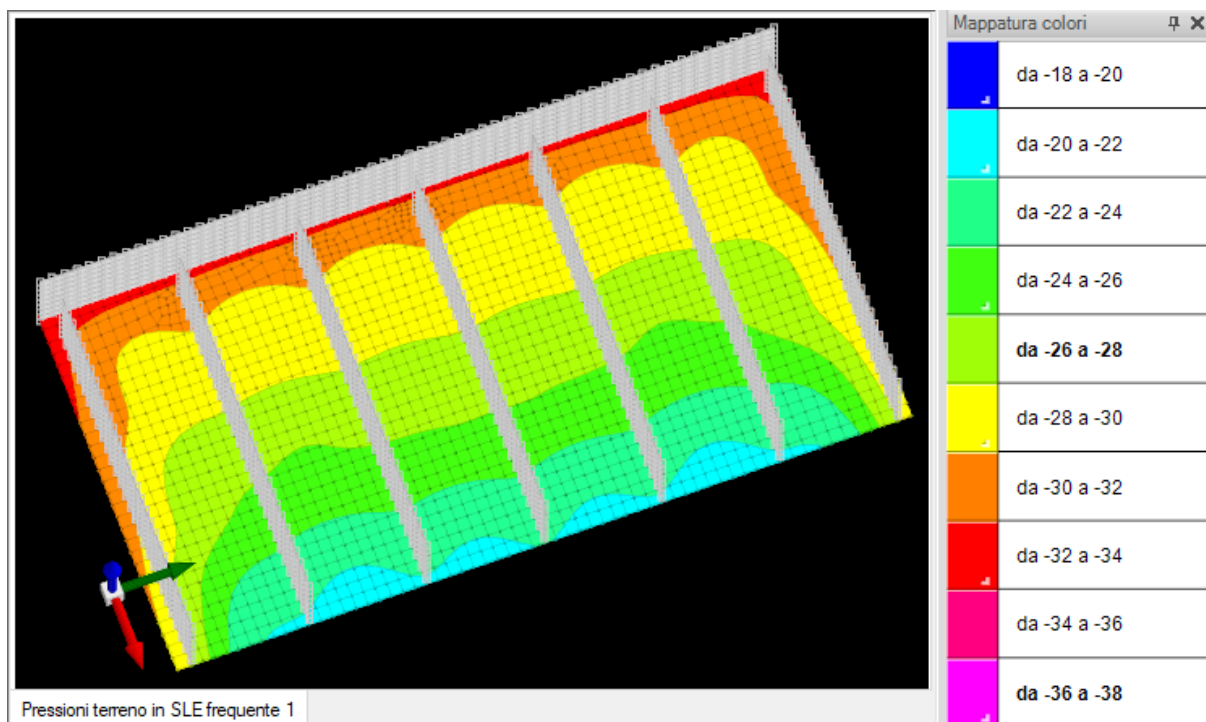


Figura 22 – Pressioni sul terreno SLE frequente (G1+G2) [kN/mq]

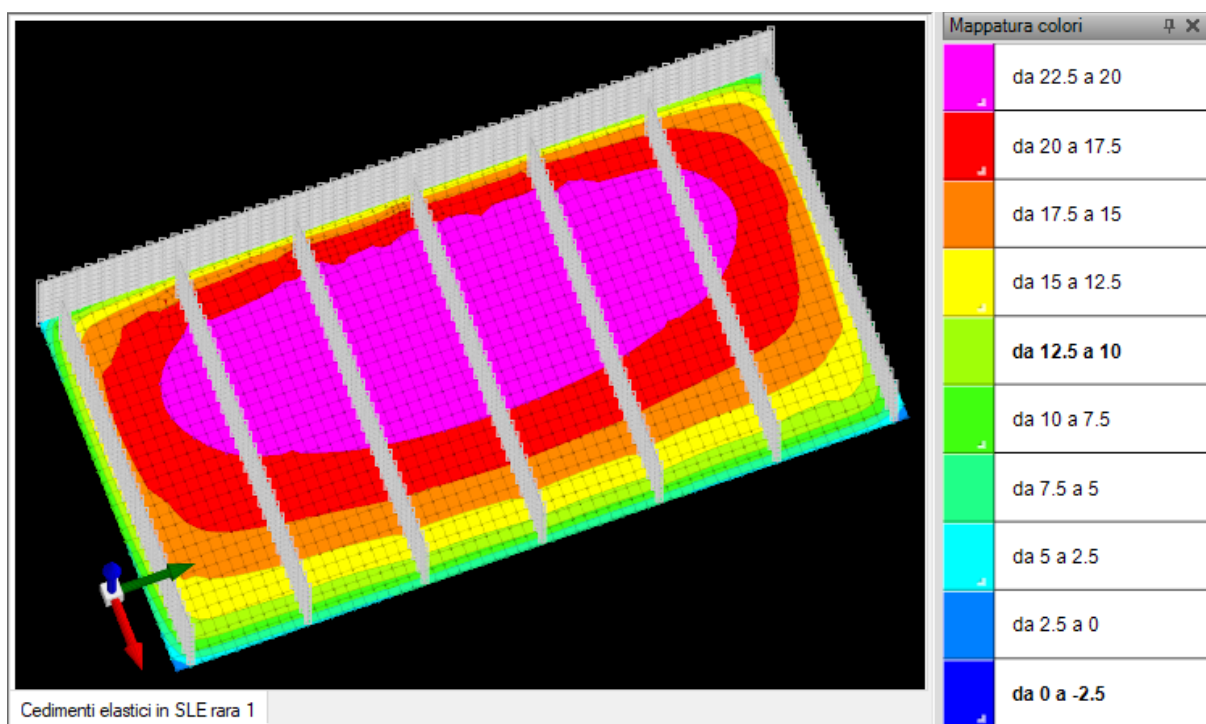


Figura 23 – Cedimenti SLE frequente (G1+G2) [mm]

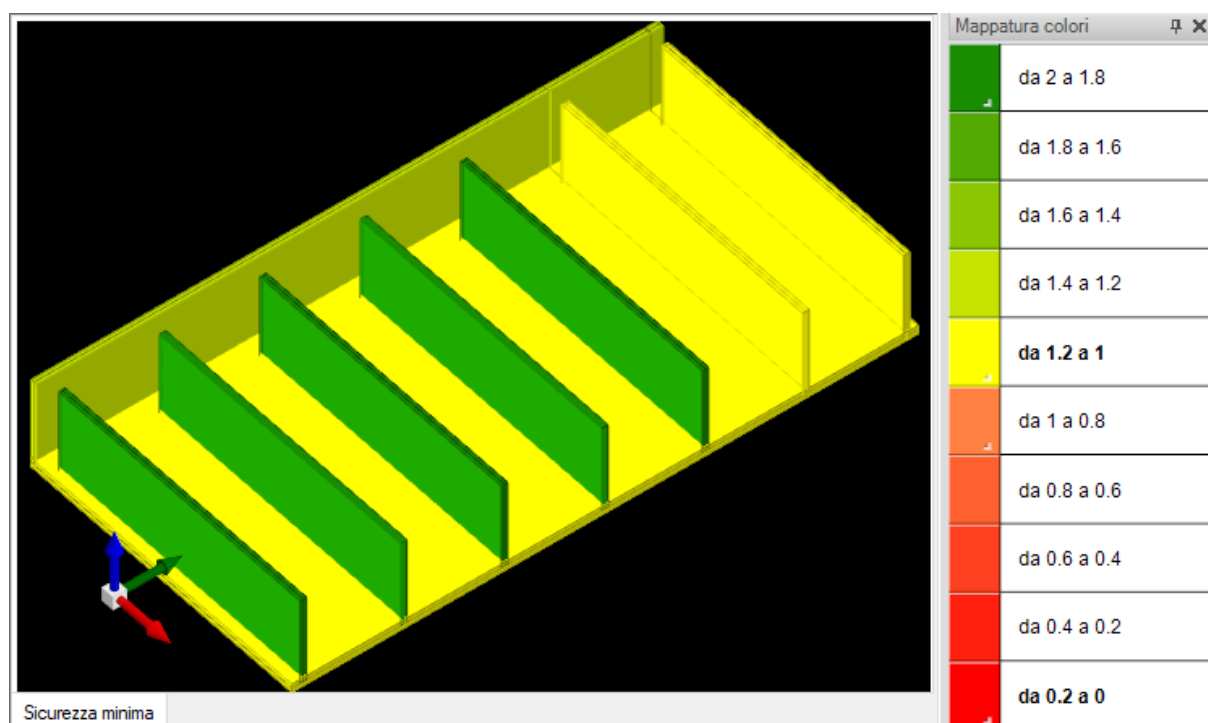


Figura 24 – Coefficiente sicurezza minima

Coeff. Sicurezza minimo parete: 1.004 (flessione)

Coeff. Sicurezza minimo piastra: 1.06 (flessione)

Elemento con coefficiente di sicurezza minimo: Parete

Combinazione SLU eccezionale: 1xG1 + 1xG2 + 1xEccezionale

Med = 373.22 kNm

Mrd = 374.85 kNm

Mrd / Med = 1.004

Ved = 146.96 kN

Vrd = 240.07 kN

Vrd / Ved = 1.63

Verifiche SLE: Parete

Sezione fessurata: NO

$\sigma_{cls} = 336 \text{ kPa} < 14940 \text{ kPa} = \sigma_{cls \text{ limite}}$

$\sigma_{acciaio} = 1413 \text{ kPa} < 360000 = \sigma_{acciaio \text{ limite}}$

Pareti verticali spessore 30cm:

- maglia di base $\varnothing 20$ passo 20x20 orizzontali e verticali
- armature aggiuntive $\varnothing 24$ passo 20 solo verticali
- n. 9 spilli $\varnothing 12$ al mq

Platea di fondazione spessore 40cm:

- maglia di base $\varnothing 20$ passo 10x10 orizzontali e verticali, superiori ed inferiori

Armature progettate EQ05 e EQ09

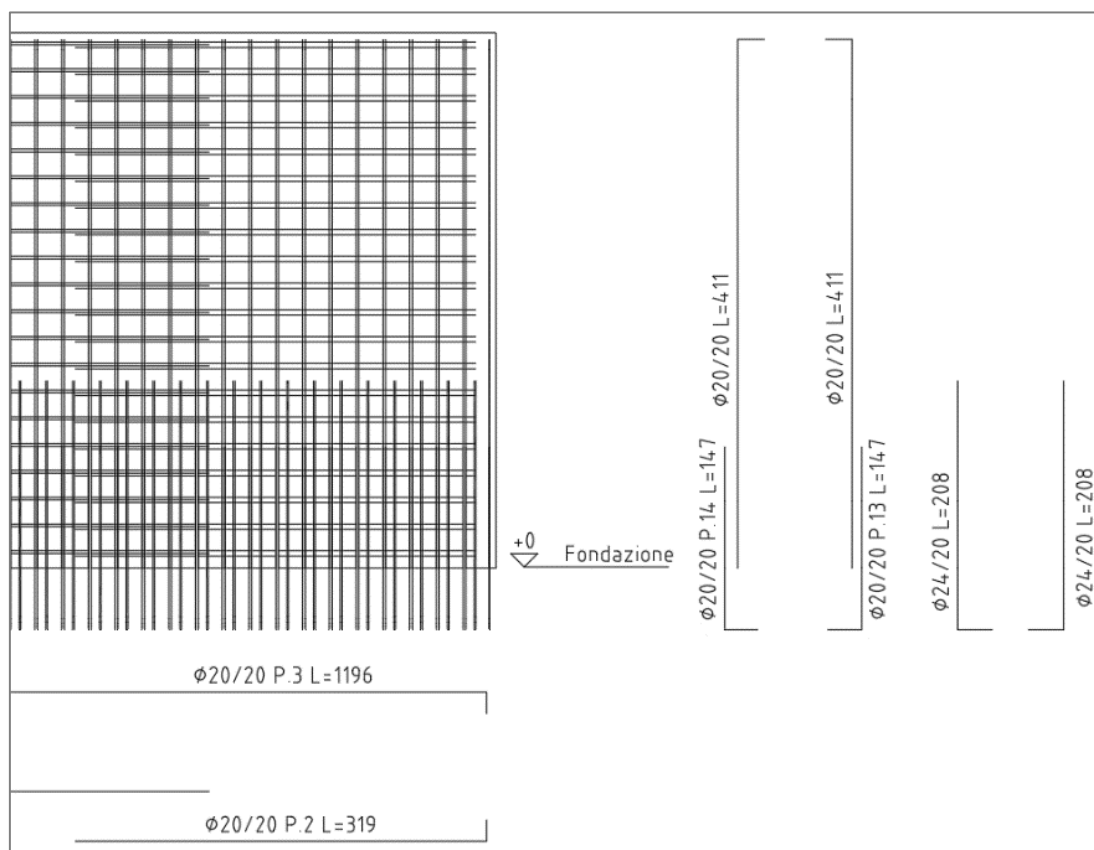


Figura 25: Armature pareti Storage e Baia di carico

Pareti verticali spessore 30cm:

- maglia di base $\varnothing 20$ passo 20x20 orizzontali e verticali
- armature aggiuntive $\varnothing 24$ passo 20 solo verticali
- n. 9 spilli $\varnothing 12$ al mq

Platea di fondazione spessore 40cm:

- maglia di base $\varnothing 20$ passo 10x10 orizzontali e verticali, superiori ed inferiori

N.B.

- È necessario allungare la platea oltre le pareti, per sfruttare le lunghezze di ancoraggio delle armature della platea disposte ortogonalmente alle pareti.

Le verifiche strutturali di ogni elemento, insieme alle condizioni elementari di carico e alle combinazioni di carico, sono allegate nell'appendice.

7.1.1. VERIFICHE STRUTTURALI COPERTURA RIMOVIBILE IN ACCIAIO EQ05**7.1.1.1. CARATTERISTICHE ELEMENTO**

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche della copertura in acciaio S355 rimovibile del EQ05 evidenziata nella figura seguente.

Trave principale trasversale: IPE300	Sbalzo: 2.00 m	Interasse: 4.30 m
Travi principale longitudinale: IPE300	Luce: 4.30 m	Interasse: 1.00 m
Travi secondarie: IPE120	Luce: 1.00 m	Interasse: 1.00 m

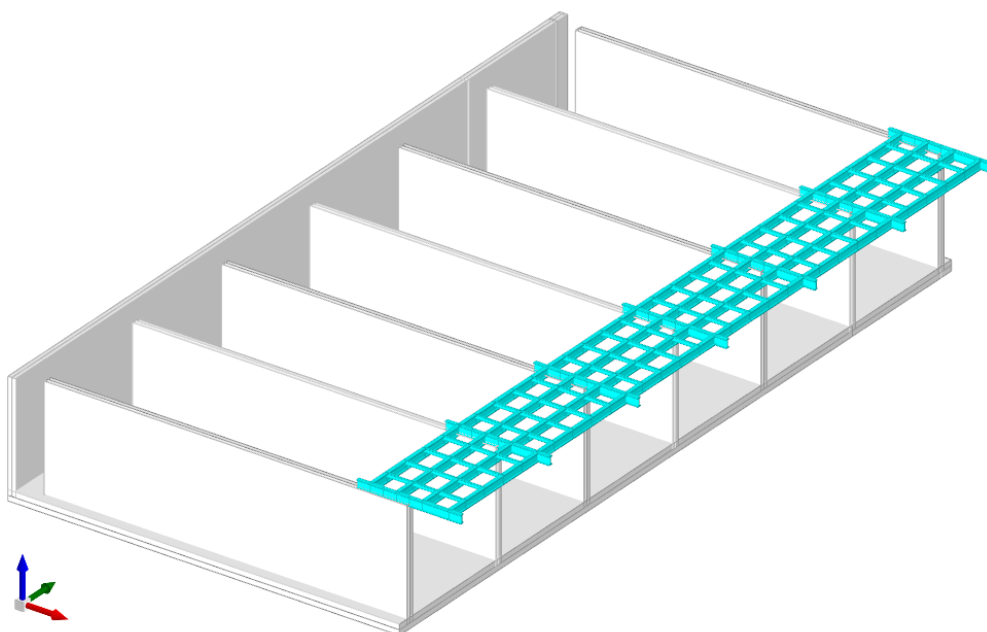


Figura 26: Vista 3D modello di calcolo

7.1.1.1. PESO PROPRIO, CARICHI PERMANENTI E CARICHI IN ESERCIZIO**7.1.1.1.1. Peso proprio**

Sono determinati automaticamente dal programma di calcolo sulla base del peso specifico del calcestruzzo armato pari a 25 kN/m^3 e del peso specifico dell'acciaio S355 pari a 78.5 kN/m^3 .

7.1.1.1.2. Carichi permanenti

Carico permanente non strutturale distribuito in copertura: $0,20 \text{ kN/mq}$.

7.1.1.1.3. Carichi variabili

Carico variabile "Cat.H Copertura accessibile per sola manutenzione": 0,5kN/mq.

Carico variabile Neve: 2.14 kN/mq.

Carico variabile Vento: 0.48 kN/mq.

7.1.1.2. VERIFICHE

La struttura è stata calcolata con modello FEM 3D. Le travi principali trasversali sono state incastrate in sommità alle pareti in c.a., mentre le travi principali longitudinali e le travi secondarie sono state incernierate alle estremità.

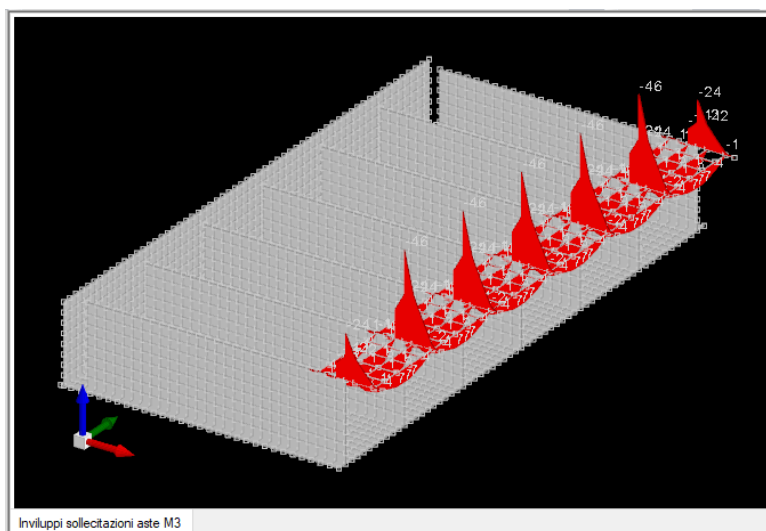


Figura 27: Involuppo momento flettente [kNm]

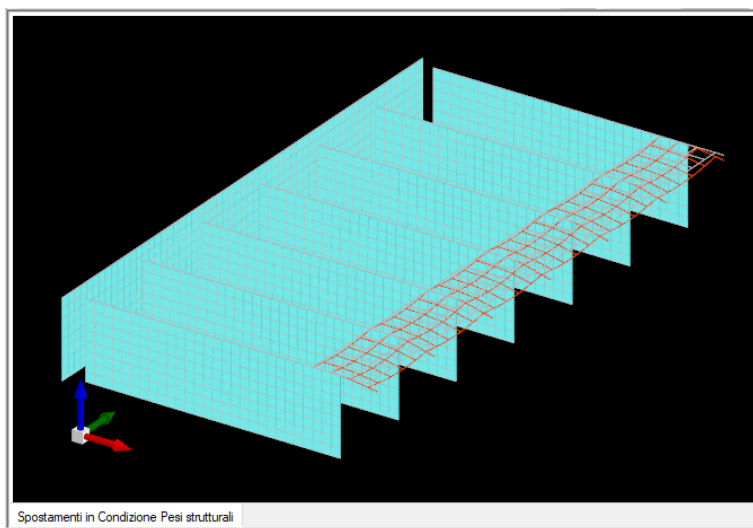


Figura 28: Deformata copertura in condizioni di pesi strutturali

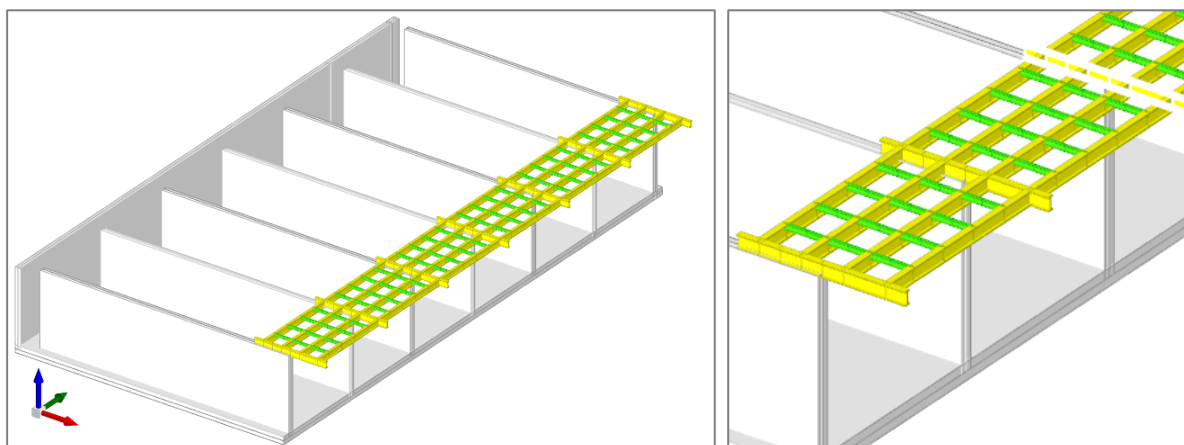


Figura 29: Vista verifiche

Trave principale trasversale IPE300	Vincolo Incastro – Libero	Verifica freccia $f = \frac{1}{8} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I}$	qSLE 14,16 kN/m L 2 m E 210000000 kN/mq I 8,364E-05 m ⁴ f _{inc-lib} 0,161 cm f _{lim 1/250} 0,8 cm VERIFICATO
		Verifica flessione $W_{y\ necessario} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd}}$	f _{yd} 335000 kN/mq M _{Ed} 46 kNm W _{y neces} 137.31 cm ³ W _{y IPE300} 557 cm ³ VERIFICATO
		Verifica snellezza §4.2.4.1.3 NTC $\lambda = \frac{l_0}{i}$	β 2 L 2 m l ₀ 4 m i 12.5 cm λ 32,00 Membratura principale λ _{lim} 200 VERIFICATO

Trave principale longitudinale IPE300	Vincolo Appoggio – Appoggio	Verifica freccia $f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I}$	qSLE 3,012 kN/m L 4.7 m E 2,1E+08 kN/mq I 8,36E-05 m ⁴ f _{app-app} 0,109 cm f _{lim 1/250} 1.88 cm VERIFICATO
		Verifica flessione $W_{y\ necessario} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd}}$	f _{yd} 335000 kN/mq M _{Ed} 12 kNm W _{y neces} 35.82 cm ³ W _{y IPE300} 557 cm ³ VERIFICATO
		Verifica snellezza §4.2.4.1.3 NTC $\lambda = \frac{l_0}{i}$	β 1 L 4.7 m l ₀ 4.7 m i 12,5 cm λ 37.6 Membratura principale λ _{lim} 200 VERIFICATO
Trave secondari IPE120	Vincolo Appoggio – Appoggio	Verifica freccia $f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I}$	qSLE 2,59 kN/m L 1 m E 2,1E+08 kN/mq I 3,18E-06 m ⁴ f _{app-app} 0,006 cm f _{lim 1/250} 0,4 cm VERIFICATO
		Verifica flessione $W_{y\ necessario} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd}}$	f _{yd} 335000 kN/mq M _{Ed} 0.51 kNm W _{y neces} 1.52 cm ³ W _{y IPE120} 53 cm ³ VERIFICATO
		Verifica snellezza §4.2.4.1.3 NTC $\lambda = \frac{l_0}{i}$	β 1 L 1 m l ₀ 1 m i 4.9 cm λ 20.41 Membratura principale λ _{lim} 200 VERIFICATO

7.1.2. CARATTERISTICHE ELEMENTO

Struttura a pareti in calcestruzzo armato. Pareti e platea di spessore pari a 30 cm.

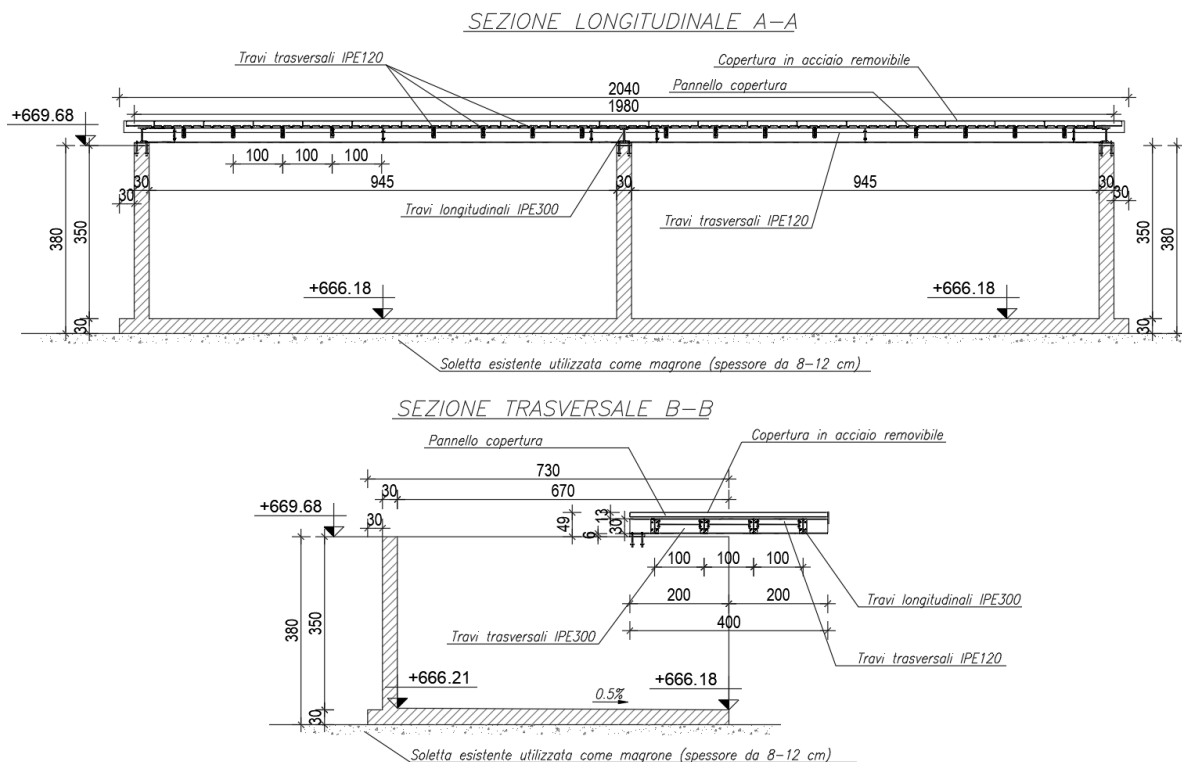


Figura 30: SEZIONI

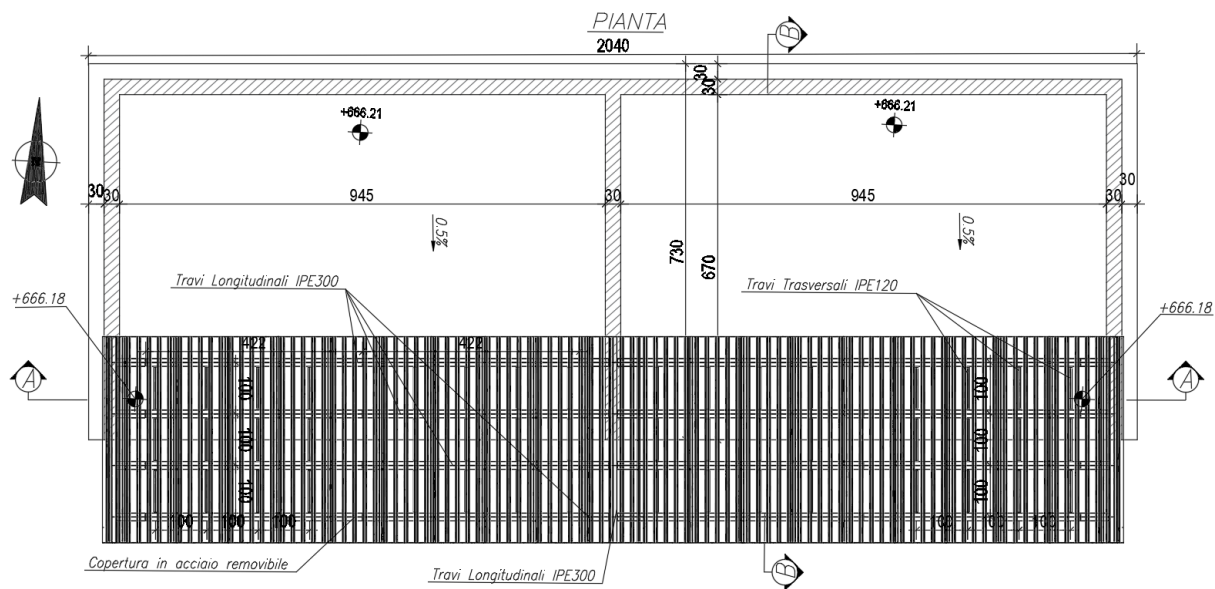


Figura 31:PIANTA

7.1.3. PESO PROPRIO, CARICHI PERMANENTI E CARICHI IN ESERCIZIO

7.1.3.1. Peso proprio

Sono determinati automaticamente dal programma di calcolo sulla base del peso specifico del calcestruzzo armato pari a 25 kN/m³.

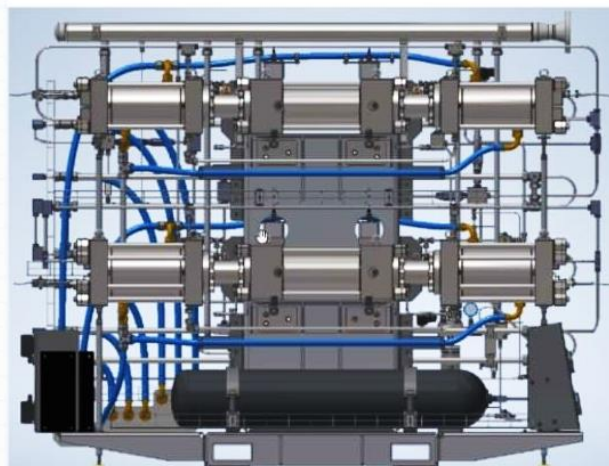
7.1.3.1. Carichi permanenti portati

Carico uniformemente distribuito G2 applicato con due impronte 7m x 4m =28mq.
Il carico distribuito considerato è di 9kPa.

7.1.3.1. Carichi variabili

Non sono stati applicati carichi variabili.

7.1.3.2. Carico da esplosione



$$V1 := \frac{\pi}{4} \cdot (0.18 \text{ m})^2 \cdot 0.2 \text{ m} = 5.09 \text{ L}$$

$$V2 := \frac{\pi}{4} \cdot (0.18 \text{ m})^2 \cdot 0.2 \text{ m} = 5.09 \text{ L}$$

$$V3 := \frac{\pi}{4} \cdot (0.11 \text{ m})^2 \cdot 0.2 \text{ m} = 1.9 \text{ L}$$

$$Vb := 50 \text{ L}$$

$$V_{HE} := (\pi \cdot 0.25 \cdot (0.08 \text{ m})^2 \cdot 2 \text{ m}) \cdot 3 = 30 \text{ L}$$

$$V_{tot} := 120\% \cdot (V1 + V2 + V3 + Vb + V_{HE}) = 111 \text{ L}$$

$$\rho_{H2} := 28 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$M_{comp} := \rho_{H2} \cdot V_{tot} = 3.1 \text{ kg}$$

Massa idrogeno ipotesi di calcolo		3,1 kg
CALCOLO TNT EQUIVALENTE		
Distanza tra sorgente e superficie	R	1,5 m
Peso H2 assunto	W_{exp}	3 kg
Resa dell'esplosione (da 0,01 a 0,1 sec)	η	0,01
Calore di detonazione dell'idrogeno	H^d_{exp}	130,8 MJ/kg
Calore di detonazione del TNT	H^d_{TNT}	4,52 MJ/kg
Peso equivalente TNT	W_e	0,9 kg
		0,00090 ton

FORMULAZIONE NEWMARK

Pressione di picco	P _{s0}	3,32 bar	
		331,94 kPa = kN/mq	
		48,14 psi	
$P_{s0} = 6784 \frac{W}{R^3} + 93 \sqrt{\frac{W}{R^3}}$			
Pressione del vento:	q ₀	0.04 kPa	

STIMA PRESSIONE DI PICCO CON ABACO DI Kingery-Bulmash

		[m]	[ft]
Distanza tra sorgente e superficie	R	1,5	4,92
		[kg]	[lb]
Peso stimato	W	1	1,98
Distanza scalata	Z	3,9196	ft/lb ³
		3,92E+00	ft/lb ³
Scaled Distance $Z = R/W^{1/3}$			
Pressione di picco	P _{s0}	80	psi
		551,58	kpa
		5,52	bar
Pressione del vento:	q ₀	0,10	kPa

La formulazione di Newmark e l'abaco di Kingery-Bulmash indicano una pressione q_0 minore di 1kPa, **le verifiche strutturali sono state eseguite applicando cautelativamente un carico da esplosione di 1 KPa.**

Tale pressione è stata applicata sulla faccia interna delle pareti di un compartimento.

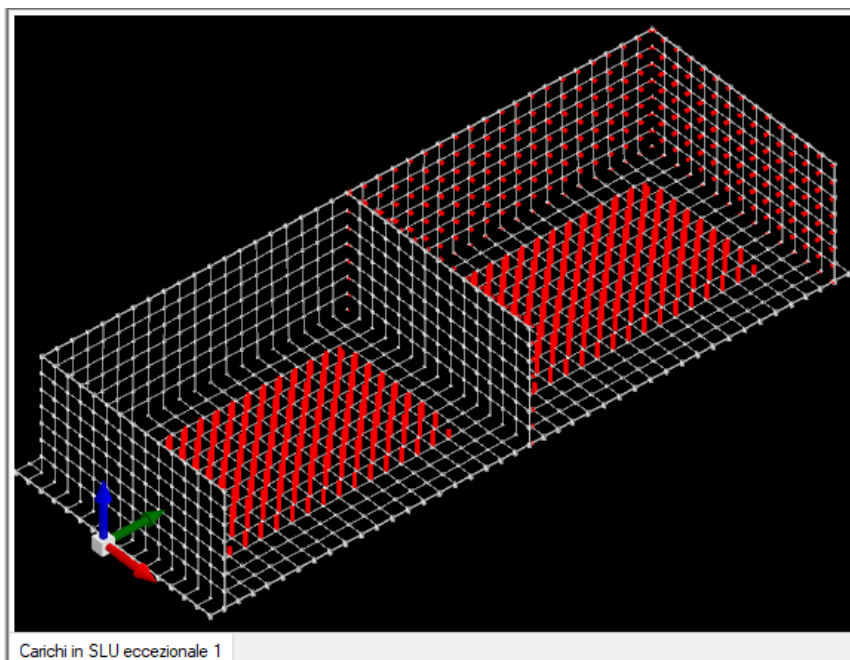


Figura 32: Carichi in condizione SLU eccezionale (G1 + G2 + Eccezionale)

7.1.4. COSTANTE DI SOTTOFONDO (WINKLER) - REAZIONE DEL TERRENO

[Foundation Analysis and Design 5th Edition Joseph E. Bowles – pag 504]

The most general form for either a horizontal or lateral modulus of subgrade reaction is

$$k_s = A_s + B_s Z^n \quad (9-10)$$

where A_s = constant for either horizontal or vertical members

B_s = coefficient for depth variation

Z = depth of interest below ground

n = exponent to give k_s the best fit (if load test or other data are available)

$$A_s = C(cN_c s_c + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma) \quad \text{and} \quad B_s Z^1 = C(\gamma N_q s_q) Z^1$$

we obtain a ready means to estimate k_s . In these equations the Terzaghi or Hansen bearing-capacity factors can be used. The C factor is 40 for SI units

L	20,40	[m]	L/B	2,795	[m]
B	7,30	[m]	B'	3,65	[m]
D	1	[m]			
Z	0,5	[m]	C [SI]	40	
ϕ'	30,00	[°gradi]			
ϕ'	0,52	[radianti]			
γ	18,00	[kN/m ³]			
c	0,00				

Fattori di forma

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

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

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi$$

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

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

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

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

Nc	30,14
Sc	1,22
N γ	15,07
$\Sigma \gamma$	0,86
Nq	18,40
Sq	1,21

As	0	[KN/m ³]
Bs	15986	[KN/m ³]
n	1	
Ks	7993	[KN/m ³]

Figura 33 - calcolo K Winkler compressore

Per i calcoli strutturali degli elementi in c.a. del compressore, è adottato un valore di K pari a 7900 KN/m³.

7.1.5. VERIFICHE STRUTTURALI

La struttura è stata calcolata con modello FEM 3D e analisi dinamica lineare con spettro di risposta.

La struttura è stata calcolata con comportamento “non dissipativo” e fattore di comportamento $q=1,5$. Vita nominale 50 anni e classe d’uso III.

Le verifiche di duttilità della struttura (cap. 7 NTC 2018) sono state trascurate.

I risultati dell’analisi dinamica sono i seguenti:

Totale masse partecipanti:

Traslazione X: 0.85625

Traslazione Y: 0.885482

Traslazione Z: 0

Rotazione X: 0.993585

Rotazione Y: 0.998827

Rotazione Z: 0.875797

Modo	Periodo	Massa X	Massa Y
1	0.090465143	0.34331043	0
2	0.087448435	0.000000015	0.031466156
3	0.081644839	0.000000001	0.324062748
4	0.075108514	0.378718872	0.000000008
5	0.069629202	0.000000004	0.031207967
6	0.05089415	0	0.026345981
7	0.045439964	0.021003459	0
8	0.03799398	0.056559948	0
9	0.03245421	0	0.062727458
10	0.030489366	0.002881328	0
11	0.029058515	0	0.000783457
12	0.025470616	0	0.019555529
13	0.022651493	0.000564831	0
14	0.019931518	0	0.337709449
15	0.016256298	0	0.0067084
16	0.015299024	0.001301849	0
17	0.014823959	0.000571032	0
18	0.014615469	0	0.002878791
19	0.013989586	0	0.02064691
20	0.013879316	0.047917262	0
21	0.013848029	0.000000002	0.002120497
22	0.013500276	0	0.011288127
23	0.013418279	0.003345763	0
24	0.013205502	0	0.003541961
25	0.010578172	0.000029973	0
26	0.010553672	0	0.000613136
27	0.010437864	0.000002354	0
28	0.010248786	0	0.002659204
29	0.010210596	0.000043007	0
30	0.009906358	0	0.001166252

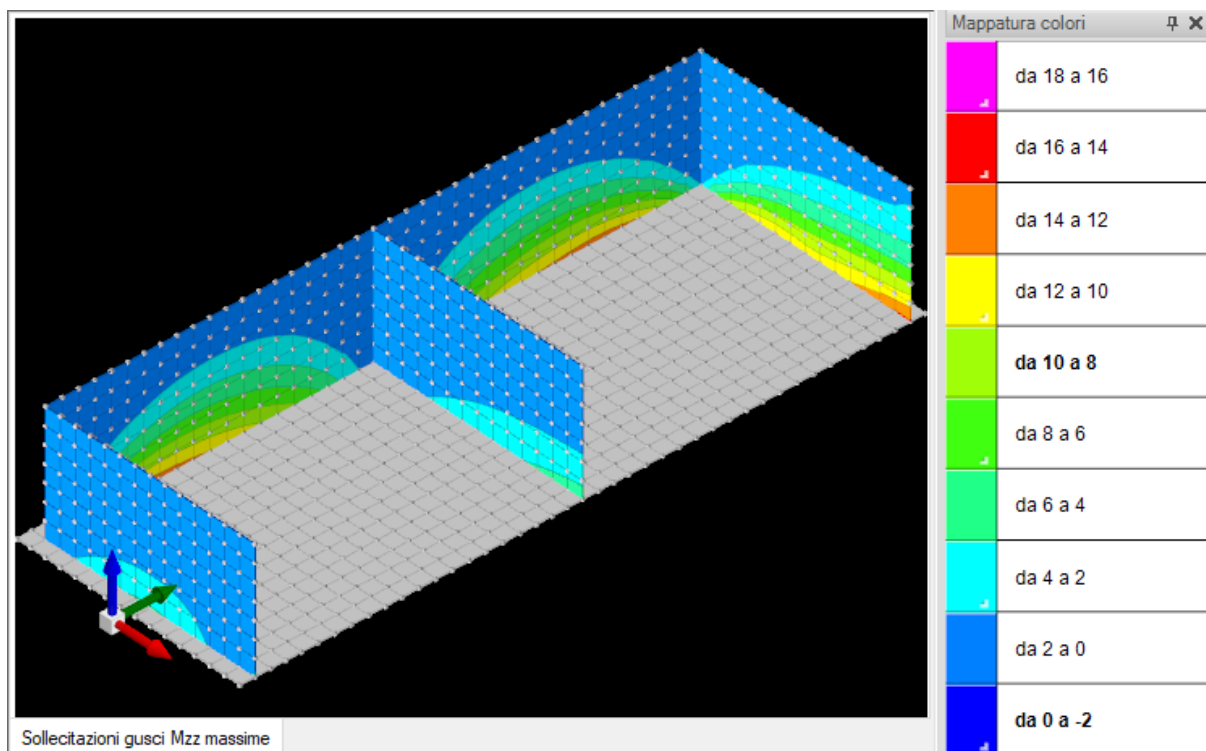


Figura 34: Valori massimi Involuppo momento M_{zz} [kNm]

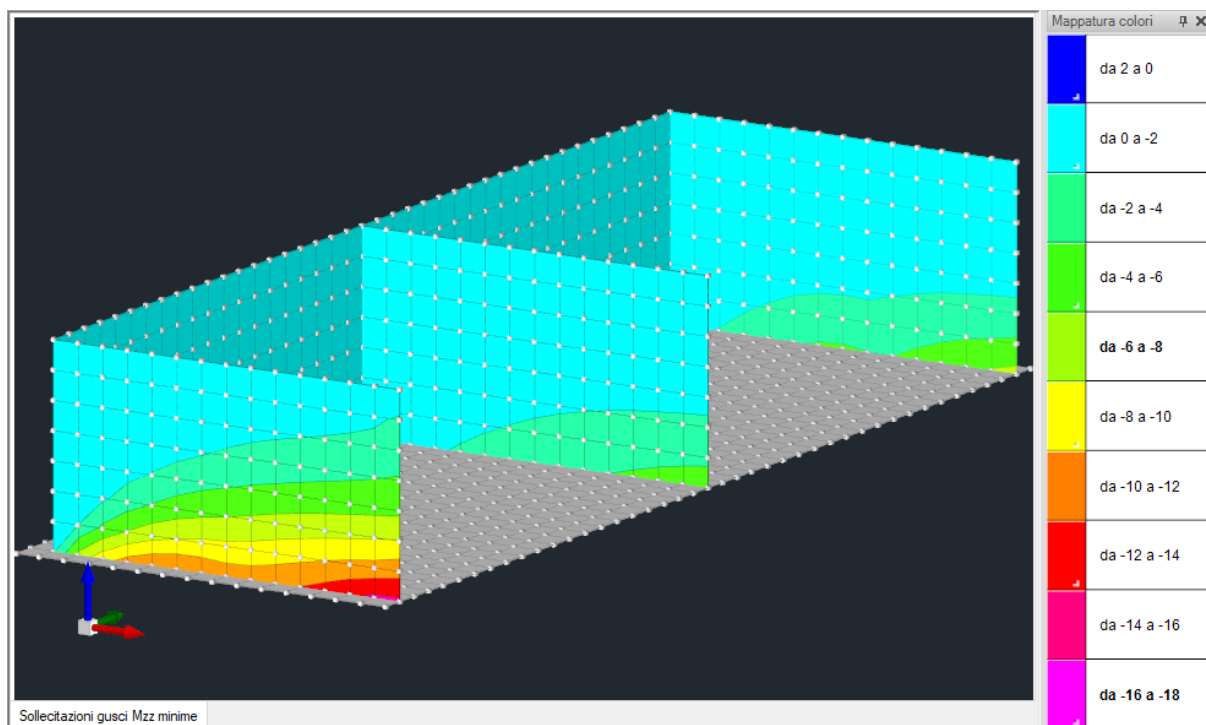


Figura 35: Valori minimi Involuppo momento M_{zz} [kNm]

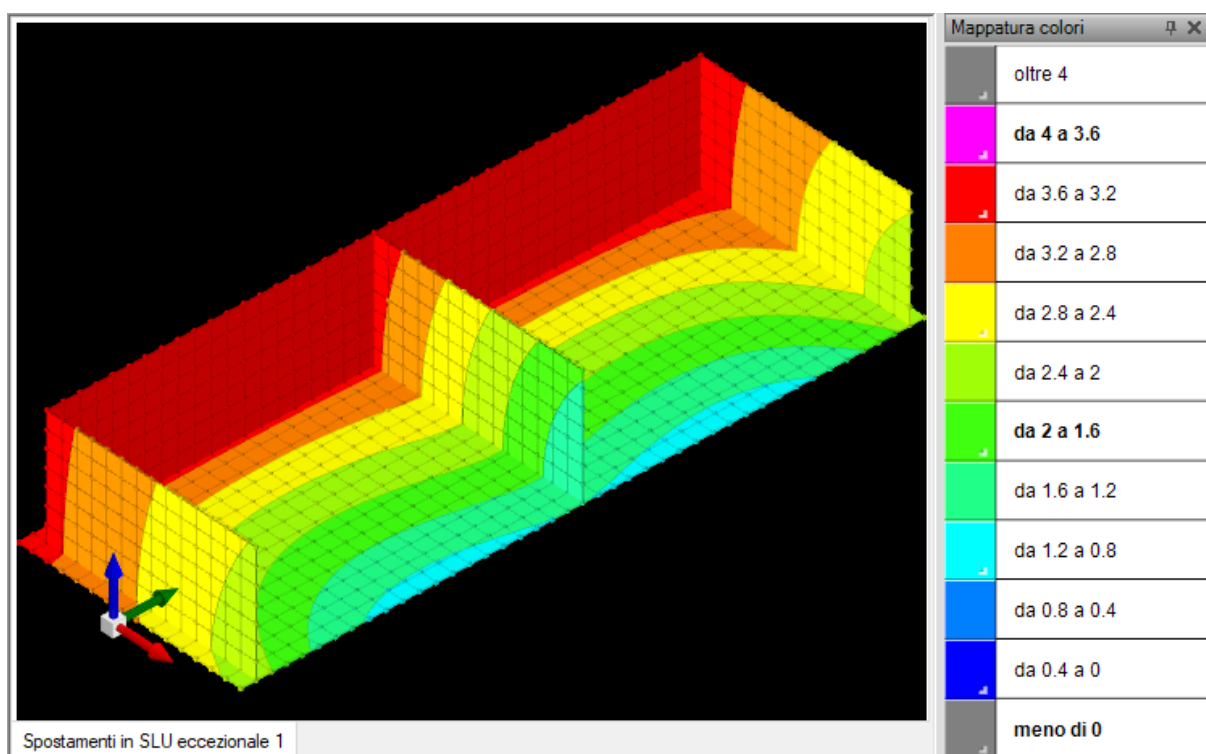


Figura 36: Spostamenti SLU eccezionale [mm]

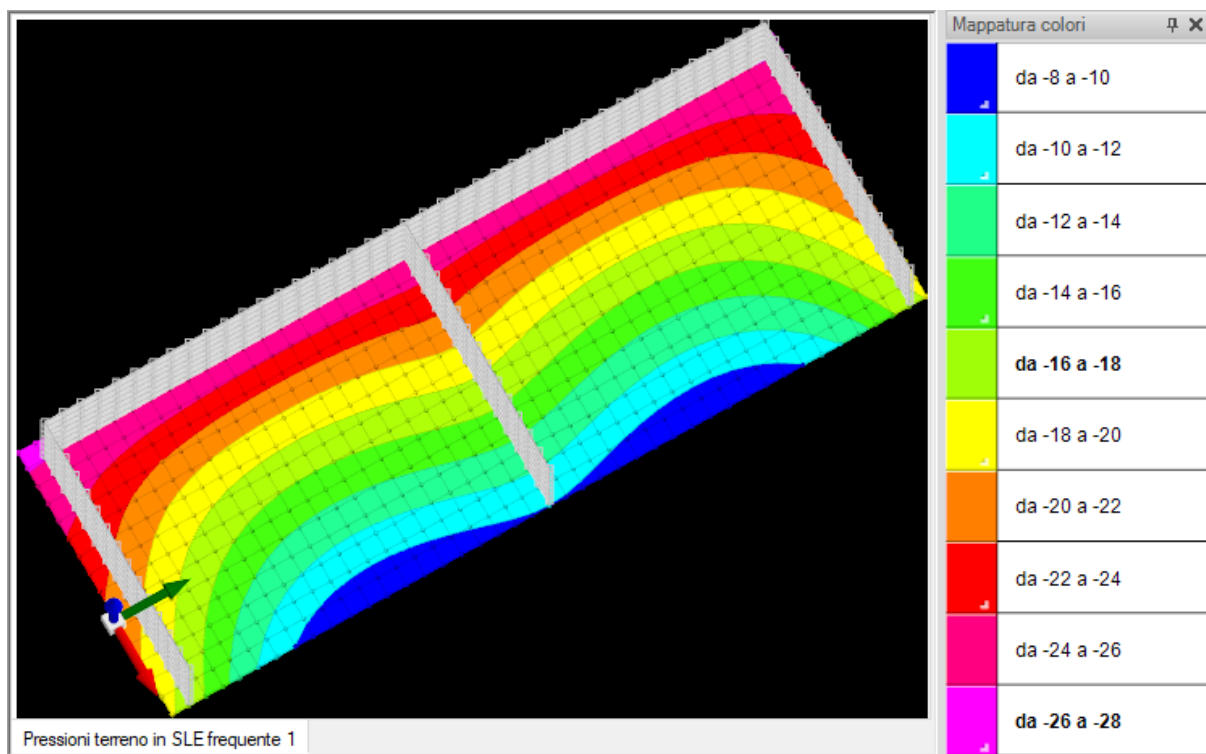


Figura 37: Pressioni in condizione SLE frequente (G1 + G2) [kN/mq]

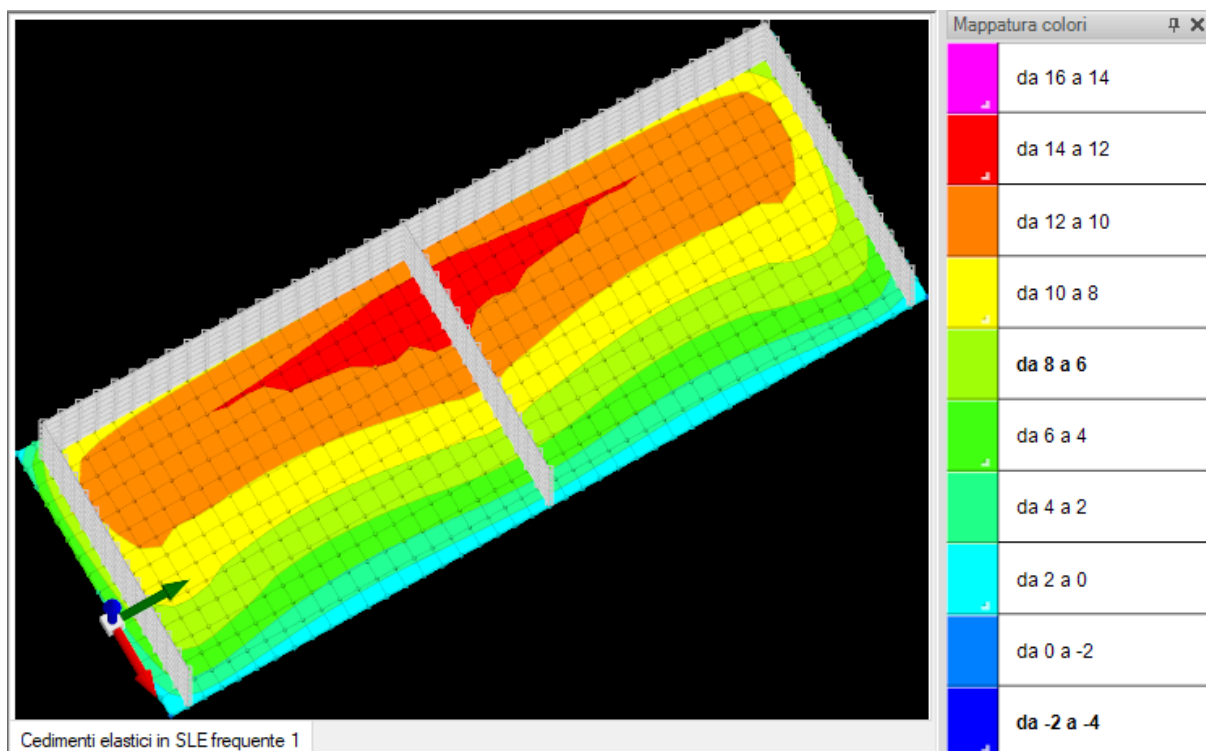


Figura 38: Cedimenti SLE frequente (G1 + G2) [mm]

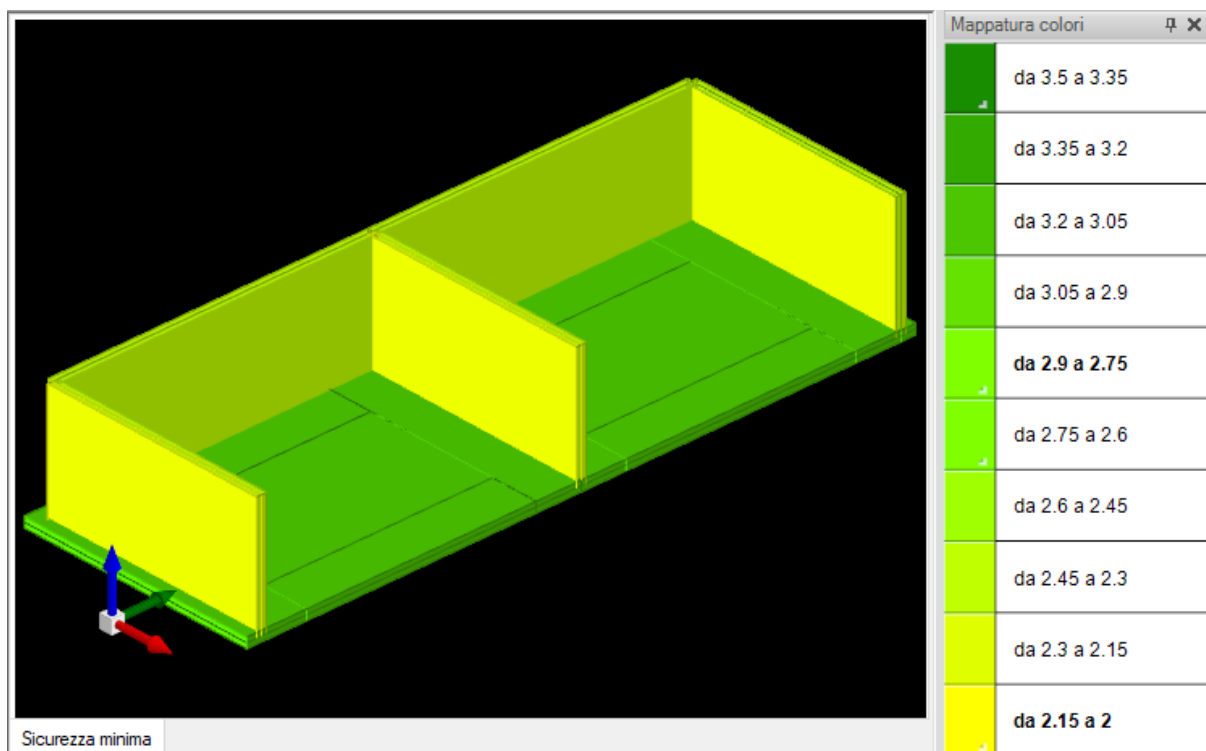


Figura 39: Coeff sicurezza minima

Coeff. Sicurezza minimo parete: 2.4 (flessione)
Coeff. Sicurezza minimo piastra: 3.13 (flessione)

Elemento con coefficiente di sicurezza minimo: Parete

Combinazione SLV1: 1xG1 + 1xG2 + (-1) Sisma X SLV + (-0.3) Sisma Y SLV

Med* = 17.80 kNm Mrd* = 42.702 kNm Mrd / Med = 2.4
Ved = 6.1 kN Vrd = 67.92 kN Vrd / Ves = 11.14

Verifiche SLE: Parete

Sezione fessurata: NO

$\sigma_{cls} = 649 \text{ kPa} < 14940 = \sigma_{cls \text{ limite}}$

$\sigma_{acciaio} = 7325 \text{ kPa} < 360000 = \sigma_{acciaio \text{ limite}}$

**N.B. i valori sono riferiti al metro lineare.*

Il momento massimo agente è relativo alla Sezione di verifica 1188 Pros.A. Vista la discretizzazione del modello di calcolo, per ottenere il valore del momento al metro lineare si moltiplica il valore riportato nella tabella sottostante per due.

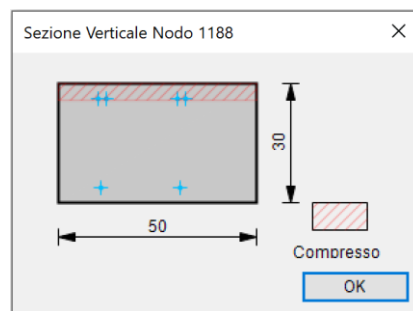


Figura 40: Sezione di verifica 1188 Pros.A, evidenziata in rosso nella tabella sottostante [cm]

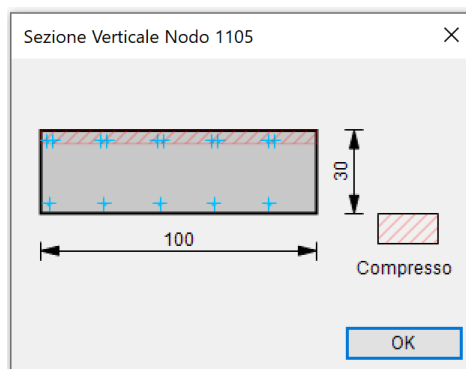


Figura 41: Sezione di verifica 1105 Prosp. A evidenziata in celeste nella tabella sottostante [cm]

Tabella 1: Verifiche Nodi modello EQ04 [kN, m]

Verifiche nei nodi
Sezioni rettangolari

Descrizione	Dir.	Base	Altezza	As,sup	As,inf	c,sup	c,inf
1188 Prosp.A	Verticale	0.5	0.3	0.000248	0.000616	0.037	0.037
1256 Prosp.D	Verticale	0.5	0.3	0.000616	0.000248	0.037	0.037
1256 Prosp.B	Verticale	0.5	0.3	0.000616	0.000248	0.037	0.037
1188 Prosp.B	Verticale	0.5	0.3	0.000616	0.000248	0.037	0.037
1105 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.00062	0.001539	0.037	0.037
1173 Prosp.D	Verticale	1	0.3	0.001539	0.00062	0.037	0.037
1173 Prosp.B	Verticale	1	0.3	0.001539	0.00062	0.037	0.037
1090 Prosp.D	Verticale	1	0.3	0.001539	0.00062	0.037	0.037
1105 Prosp.B	Verticale	1	0.3	0.001539	0.00062	0.037	0.037
753 Prosp.B	Orizzontale	1	0.3	0.000641	0.000679	0.051	0.051
709 Prosp.B	Orizzontale	1	0.3	0.000679	0.000679	0.051	0.051
752 Prosp.B	Orizzontale	1	0.3	0.000679	0.000679	0.051	0.051
710 Prosp.B	Orizzontale	1	0.3	0.000679	0.000679	0.051	0.051
763 Prosp.D	Orizzontale	1	0.3	0.000679	0.000679	0.051	0.051

Verifiche a flessione SLU D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.4.2

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione, per le combinazioni SLV, viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	MRd	NRd	c.s.	Verifica
1188 Prosp.A	Verticale	SLV 1	8.9024	8	21.351	19.18	2.3983	SI
1256 Prosp.D	Verticale	SLV 3	-8.9021	8	-21.351	19.19	2.3984	SI
1256 Prosp.B	Verticale	SLV 7	-8.3528	8.42	-21.093	21.25	2.5253	SI
1188 Prosp.B	Verticale	SLV 5	-8.3524	8.41	-21.093	21.25	2.5254	SI
1105 Prosp.A	Verticale	SLV 1	16.5705	12.74	53.7635	41.33	3.2445	SI

ARMATURE

Pareti verticali spessore 30 cm:

- maglia di base Ø 14 passo 20x20 orizzontali e verticali
- n. 9 spilli Ø8 al mq

Platea di fondazione spessore 30 cm:

- maglia di base Ø 14 passo 20x20 orizzontali e verticali, superiori e inferiori.

Le verifiche strutturali di ogni elemento, insieme alle condizioni elementari di carico e alle combinazioni di carico, sono allegate nell'appendice.

7.1.1. VERIFICHE STRUTTURALI COPERTURA RIMOVIBILE IN ACCIAIO EQ04**7.1.1.1. CARATTERISTICHE ELEMENTO**

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche della copertura in acciaio S355 rimovibile del EQ04 evidenziata nella figura seguente.

Trave principale trasversale: IPE300	Sbalzo: 2 m	Interasse: 9.75 m
Travi principale longitudinale: IPE300	Luce: 9.75 m	Interasse: 1 m
Travi secondarie: IPE120	Luce: 1 m	Interasse: 1 m

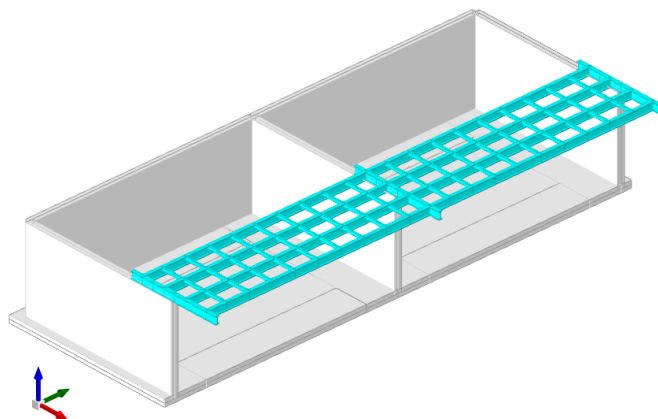


Figura 42: Vista 3D modello di calcolo

7.1.1.2. PESO PROPRIO, CARICHI PERMANENTI E CARICHI IN ESERCIZIO**7.1.1.2.1. Peso proprio**

Sono determinati automaticamente dal programma di calcolo sulla base del peso specifico del calcestruzzo armato pari a 25 kN/m^3 e del peso specifico dell'acciaio S355 pari a 78.5 kN/m^3 .

7.1.1.2.2. Carichi permanenti

Carico permanente non strutturale distribuito in copertura: $0,20 \text{ kN/mq}$.

7.1.1.2.3. Carichi variabili

Carico variabile "Cat.H Copertura accessibile per sola manutenzione": $0,5 \text{ kN/mq}$.

Carico variabile Neve: 2.14 kN/mq .

Carico variabile Vento: 0.48 kN/mq .

7.1.1.3. VERIFICHE

La struttura è stata calcolata con modello FEM 3D. Le travi principali trasversali sono state incastrate in sommità alle pareti in c.a., mentre le travi principali longitudinali e le travi secondarie sono state incernierate alle estremità.

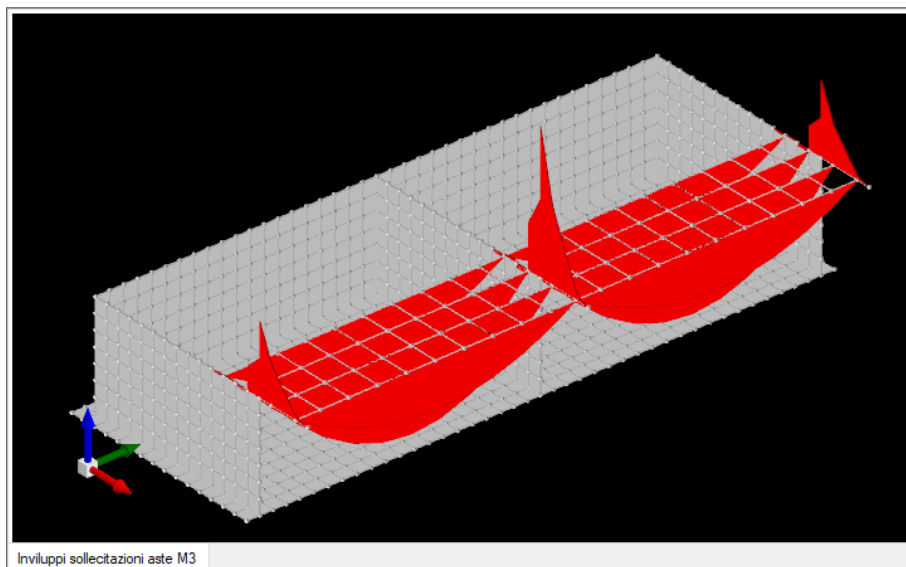


Figura 43: Involuppo momento flettente [kNm]

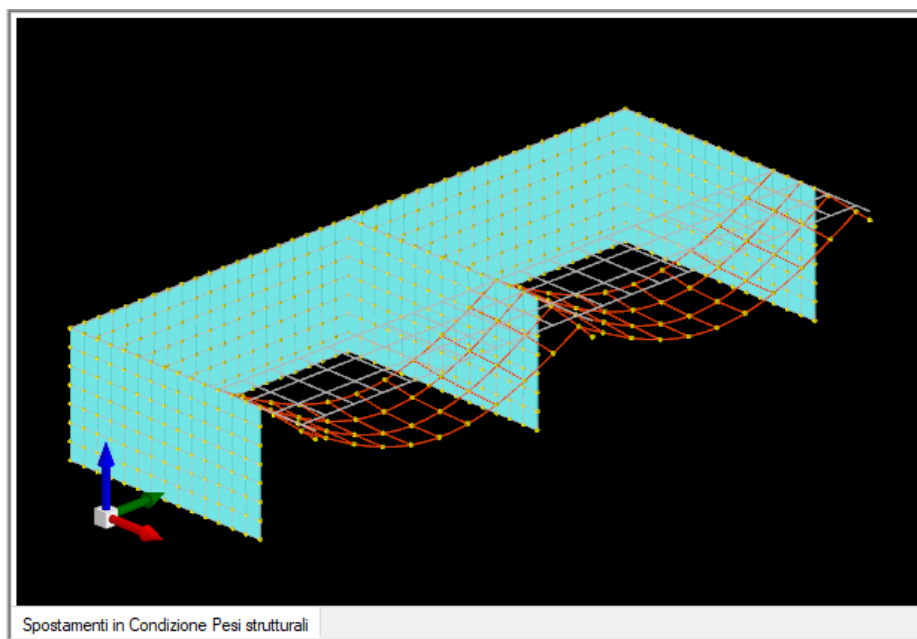


Figura 44: Deformata copertura in condizioni di pesi strutturali

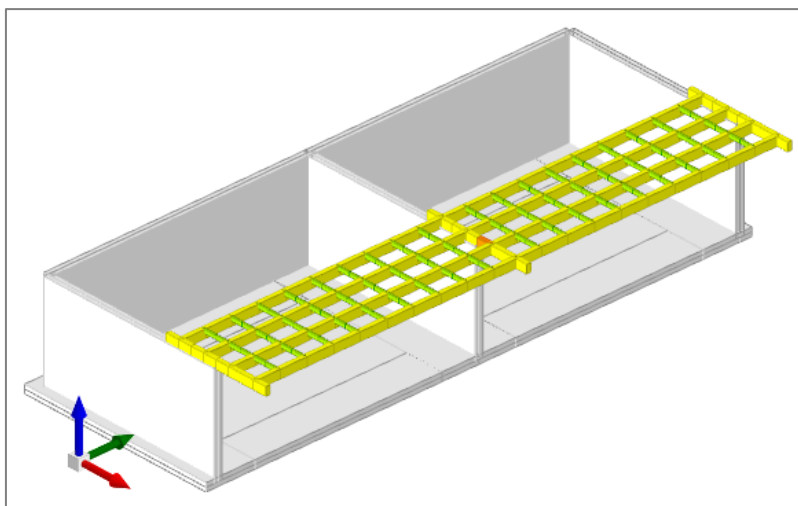


Figura 45: Vista verifiche

Trave principale trasversale IPE300	Vincolo Incastro – Libero	Verifica freccia $f = \frac{1}{8} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I}$	qSLE 29,367 kN/m L 2 m E 210000000 kN/mq I 8,36424E-05 m ⁴ f _{inc-lib} 0,334 cm f _{lim 1/250} 0,8 cm VERIFICATO
		Verifica flessione $W_{y\ necessario} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd}}$	f _{yd} 335000 kN/mq M _{Ed} 95 kNm W _{y neces} 283,58 cm ³ W _{y IPE300} 557 cm ³ VERIFICATO
		Verifica snellezza §4.2.4.1.3 NTC $\lambda = \frac{l_0}{i}$	β 2 L 2 m l ₀ 4 m i 12,5 cm λ 32,00 Membratura principale λ _{lim} 200 VERIFICATO

Trave principale longitudinale IPE300	Vincolo Appoggio – Appoggio	Verifica freccia $f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I}$	qSLE 3,012 kN/m L 9,75 m E 2,1E+08 kN/mq I 8,36E-05 m ⁴ f _{app-app} 2,01 cm f _{lim 1/250} 3,9 cm VERIFICATO
		Verifica flessione $W_{y\ necessario} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd}}$	f _{yd} 335000 kN/mq M _{Ed} 55 kNm W _{y neces} 164.18 cm ³ W _{y IPE300} 557 cm ³ VERIFICATO
		Verifica snellezza §4.2.4.1.3 NTC $\lambda = \frac{l_0}{i}$	β 1 L 9,75 m l ₀ 9,75 m i 12,5 cm λ 78,00 Membratura principale λ _{lim} 200 VERIFICATO
Trave secondari IPE120	Vincolo Appoggio – Appoggio	Verifica freccia $f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I}$	qSLE 2,59 kN/m L 1 m E 2,1E+08 kN/mq I 3,18E-06 m ⁴ f _{app-app} 0,006 cm f _{lim 1/250} 0,4 cm VERIFICATO
		Verifica flessione $W_{y\ necessario} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd}}$	f _{yd} 335000 kN/mq M _{Ed} 0.51 kNm W _{y neces} 1.52 cm ³ W _{y IPE120} 53 cm ³ VERIFICATO
		Verifica snellezza §4.2.4.1.3 NTC $\lambda = \frac{l_0}{i}$	β 1 L 1 m l ₀ 1 m i 4.9 cm λ 20.41 Membratura principale λ _{lim} 200 VERIFICATO

7.2. EQ13 (STRUTTURA) - DEPOSITO/SPOGLIATOI/CONTROL ROOM/UFFICI

7.2.1. CARATTERISTICHE ELEMENTO

Struttura a telaio in c.a. con pilastri aventi sezione 30x60 cm e travi in elevazione con sezione 30x50 cm e 48x25 cm. In fondazione sono presenti travi di bordo con sezione 60x75 cm e platea di spessore pari a 30 cm.

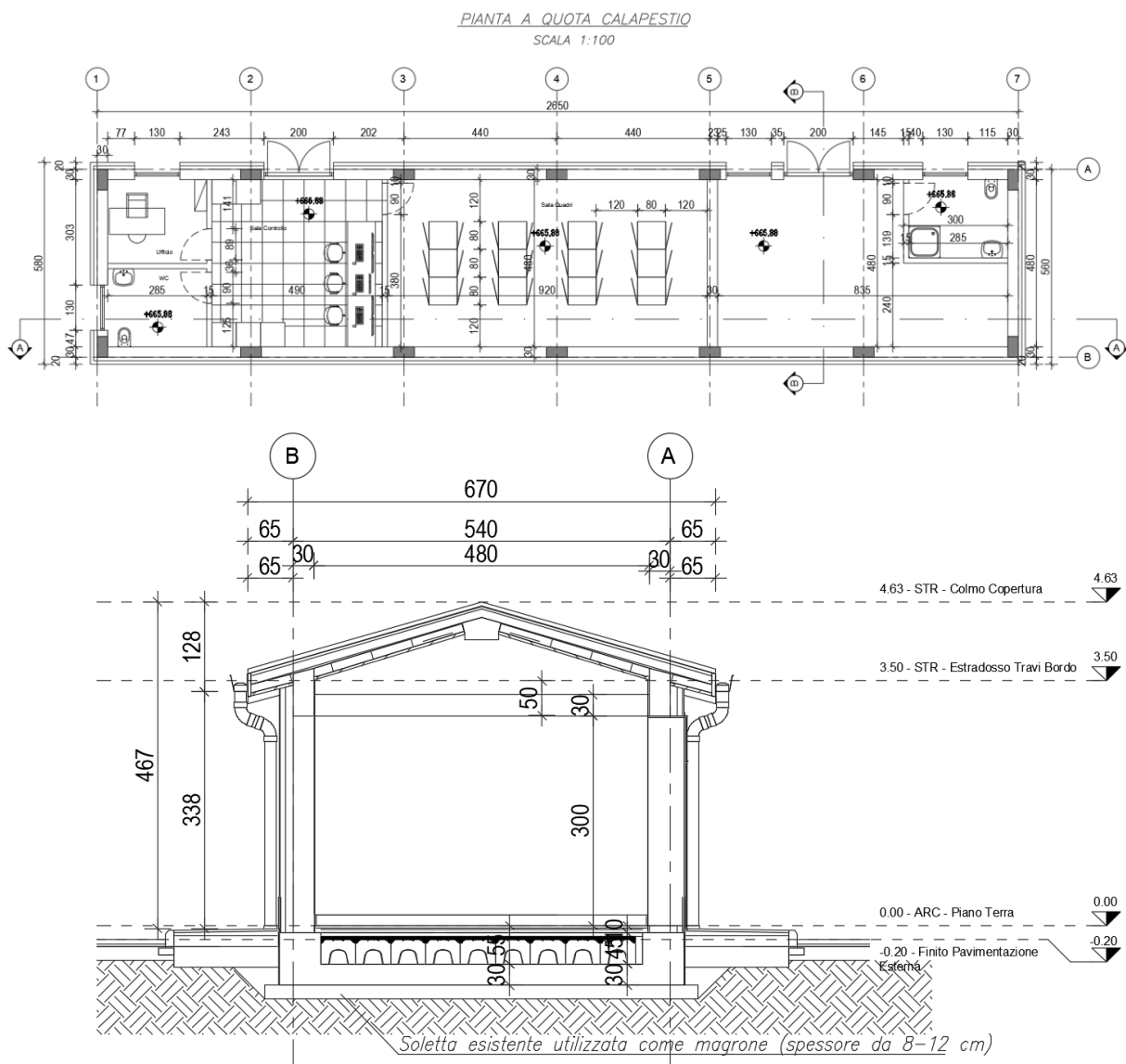


Figura 46: Pianta e sezione EQ13 STRUTTURA

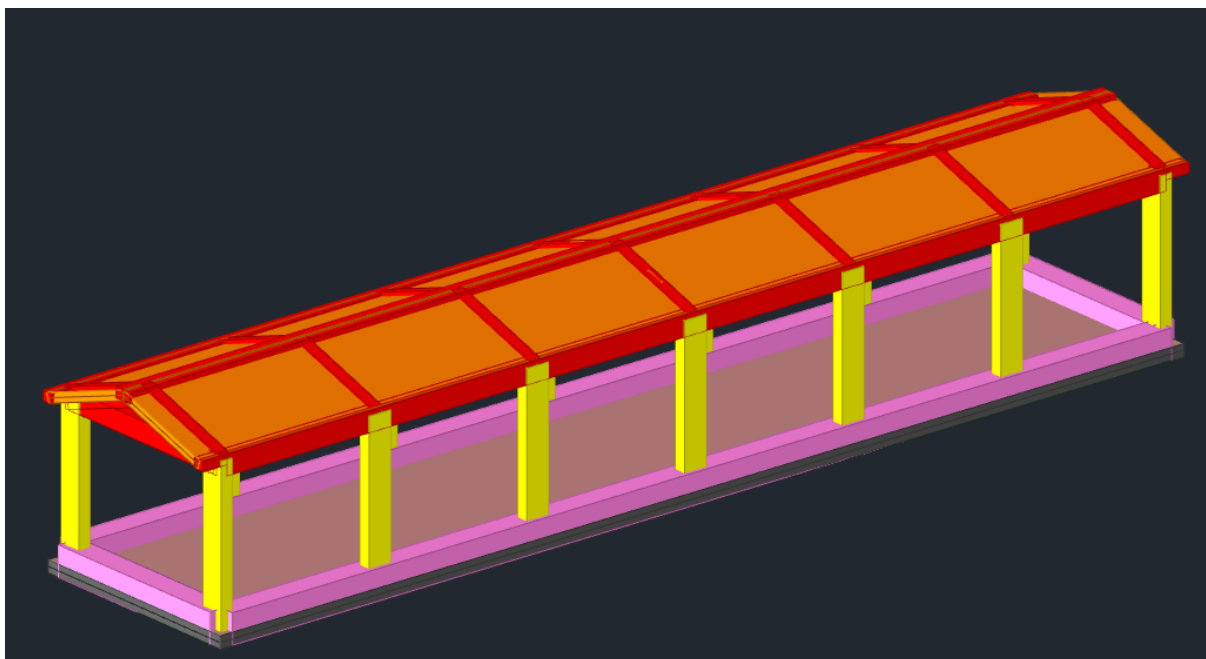


Figura 47: Modello di calcolo

7.2.2. PESO PROPRIO, CARICHI PERMANENTI E CARICHI IN ESERCIZIO

7.2.2.1. Peso proprio

Sono determinati automaticamente dal programma di calcolo sulla base del peso specifico del calcestruzzo armato pari a 25 kN/m³.

7.2.2.2. Carichi permanenti

Solaio copertura

Carichi permanenti G ₁							
Elemento	Valore	U.m.	Parti uguali	Alt. [m]	Largh. [m]	Lungh. [m]	Peso [kN]
Caldana armata	25,00	[kN/m ³]		0,04	1,00	1,00	1,00
Travetti	25,00	[kN/m ³]	2,00	0,20	0,10	1,00	1,00
Pignatte	4,00	[kN/m ³]		0,20	1,00	1,00	0,80

Somma = 2,80 [kN]

Superficie = 1,00 [m²]

G_{1k} = 2,80 [kN/m²]

Carichi permanenti non strutturali G_2							
Elemento	Valore	U.m.	Parti uguali	Alt. [m]	Largh. [m]	Lungh. [m]	Peso [kN]
Tegole	0,50	[kN/m ²]			1,00	1,00	0,50
Coibentazione	0,10	[kN/m ²]			1,00	1,00	0,10
Guaina impermeabile	0,05	[kN/m ²]			1,00	1,00	0,05
Massetto	18,00	[kN/m ³]		0,05	1,00	1,00	0,90
Intonaco	18,00	[kN/m ²]		0,03	1,00	1,00	0,45

Somma = 2,00 [kN]

Superficie = 1,00 [m²]

G_{2k} = **2,00** [kN/m²]

Solaio piano terra

Carichi permanenti G_1							
Elemento	Valore	U.m.	Parti uguali	Alt. [m]	Largh. [m]	Lungh. [m]	Peso [kN]
Caldana armata	25,00	[kN/m ³]		0,04	1,00	1,00	1,00
Travetti	25,00	[kN/m ³]	2,00	0,20	0,10	1,00	1,00
Pignatte	4,00	[kN/m ³]		0,20	1,00	1,00	0,80

Somma = 2,80 [kN]

Superficie = 1,00 [m²]

G_{1k} = **2,80** [kN/m²]

Carichi permanenti non strutturali G_2							
Elemento	Valore	U.m.	Parti uguali	Alt. [m]	Largh. [m]	Lungh. [m]	Peso [kN]
Incidenza tramezzi	1,20	[kN/m ²]			1,00	1,00	1,20
Pavimento	20,00	[kN/m ²]		0,02	1,00	1,00	0,40
Massetto impianti	18,00	[kN/m ³]		0,08	1,00	1,00	1,40

Somma = 3,00 [kN]

Superficie = 1,00 [m²]

G_{2k} = **3,00** [kN/m²]

Tamponatura

Carichi permanenti non strutturali G_2							
Elemento	Valore	U.m.	Parti uguali	Alt.	Largh.	Lungh.	Peso
				[m]	[m]	[m]	[kN]
Blocco 42x30x18	6,40	kN/m ³		3,00	0,42	1,00	8,06
Malta [80 dmc al mc]	1,52	[kN/m ³]		3,00	0,42	1,00	1,92
Intonaco	18,00	[kN/m ³]	2,00	3,00	0,010	1,00	1,08

Somma = 11,06 [kN]

Lunghezza = 1,00 [m]

$G_{2k} = 11,06$ [kN/m]

Carichi variabili
Solaio copertura

Carico Variabile Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione: 0.5 kN/mq

Carico Neve: 2.14 kN/mq

Solaio piano terra

Carico Variabile Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico: 2 kN/mq

7.2.3. COSTANTE DI SOTTOFONDO (WINKLER) - REAZIONE DEL TERRENO

[Foundation Analysis and Design 5th Edition Joseph E. Bowles – pag 504]

The most general form for either a horizontal or lateral modulus of subgrade reaction is

$$k_s = A_s + B_s Z^n \quad (9-10)$$

where A_s = constant for either horizontal or vertical members

B_s = coefficient for depth variation

Z = depth of interest below ground

n = exponent to give k_s the best fit (if load test or other data are available)

$$A_s = C(N_c s_c + 0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma) \quad \text{and} \quad B_s Z^1 = C(\gamma N_q s_q) Z^1$$

we obtain a ready means to estimate k_s . In these equations the Terzaghi or Hansen bearing-capacity factors can be used. The C factor is 40 for SI units

L	22,05	[m]	L/B	3,802	[m]
B	5,80	[m]	B'	2,9	[m]
D	1	[m]			
Z	0,5	[m]	C [SI]	40	
ϕ'	30,00	[°gradi]			
ϕ'	0,52	[radianti]			
γ	18,00	[kN/m ³]			
c	0,00				
$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45 + \phi/2)$ $N_c = (N_q - 1) \cot \phi$ $N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi$					
			Fattori di forma		
			$s_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L}$		
			$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$		
			$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$		
			$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$		
Nc	30,14				
Sc	1,16				
N γ	15,07				
$\Sigma \gamma$	0,89				
Nq	18,40				
Sq	1,15				
As	0	[KN/m ³]			
Bs	15261	[KN/m ³]			
n	1				
Ks	7630	[KN/m ³]			

Figura 48 - calcolo control room

Per i calcoli strutturali degli elementi della control room, è adottato un valore di K pari a 7400 KN/m³.

7.2.4. VERIFICHE STRUTTURALI

La struttura è stata calcolata con modello 3D FEM e analisi dinamica lineare con spettro di risposta.

La struttura è stata calcolata con comportamento “non dissipativo” e fattore di comportamento $q=1,5$. Vita nominale 50 anni e classe d’uso III.

Le verifiche di duttilità della struttura (cap. 7 NTC 2018) sono state trascurate.

I risultati dell’analisi dinamica sono i seguenti:

Totale masse partecipanti:

Traslazione X: 0.999921
Traslazione Y: 0.999903
Traslazione Z: 0
Rotazione X: 0.999992
Rotazione Y: 0.993747
Rotazione Z: 0.999835

Modo	Periodo	Massa X	Massa Y	Massa Z	Massa rot. X	Massa rot. Y	Massa rot. Z	Massa sX	Massa sY
1	0.300951182	0	0.99773096	0	0.995260347	0	0.690594527	0	0.99773096
2	0.213882667	0	0.000001956	0	0.000001947	0	0.196045069	0	0.000001956
3	0.165721848	0.999810771	0	0	0	0.99347413	0.111422465	0.999810771	0

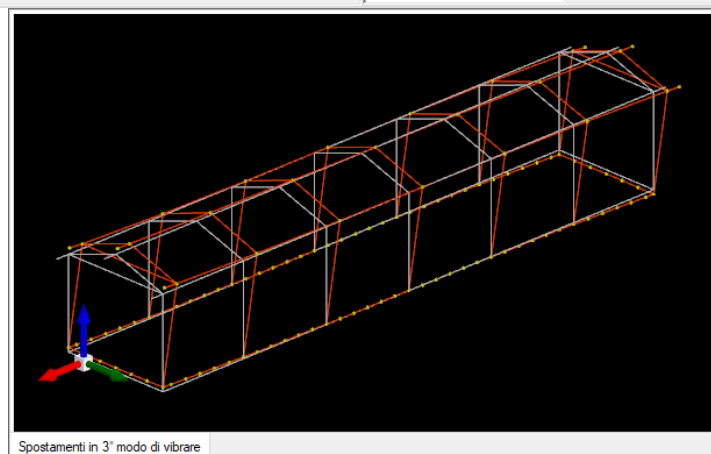
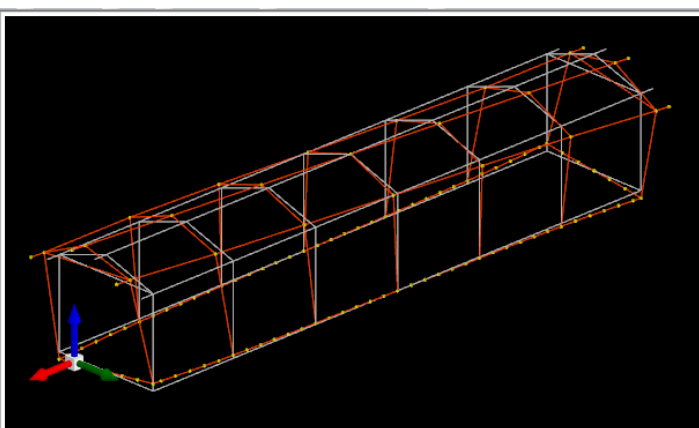
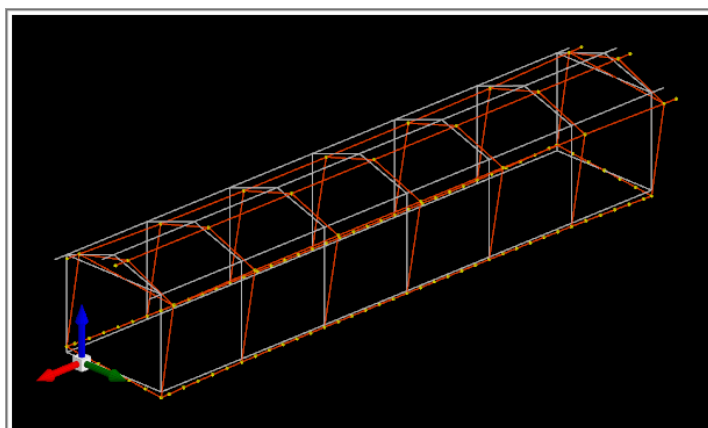


Figura 49 – Primi tre modi di vibrare

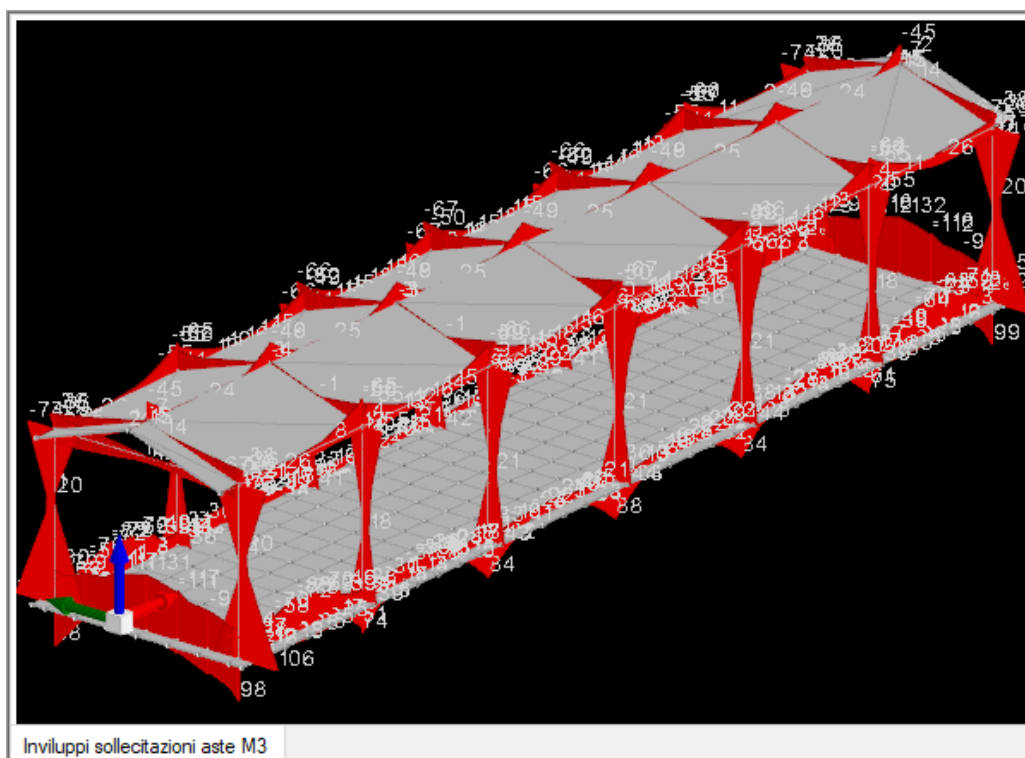


Figura 50: Involuppo Momento M3 [kNm]

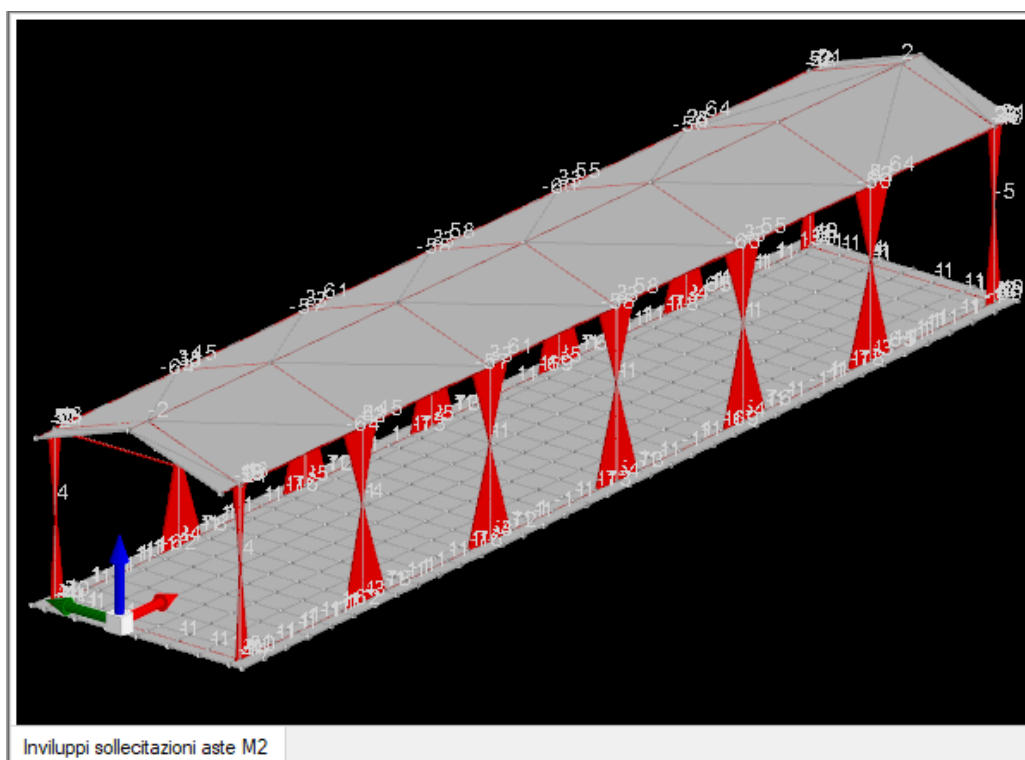


Figura 51: Involuppo Momento M2 [kNm]

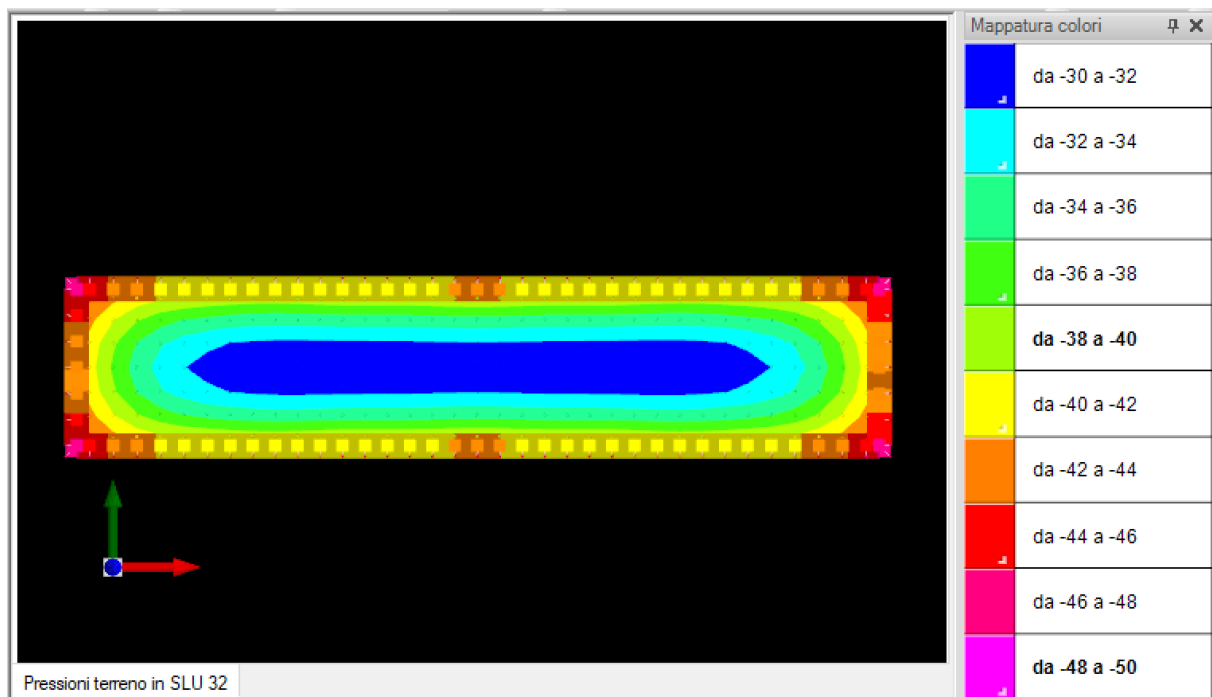


Figura 52: Pressioni sul terreno SLU 32 ($1.3G1 + 1.5G2 + 1.05Q + 1.5Neve$) [kPa]

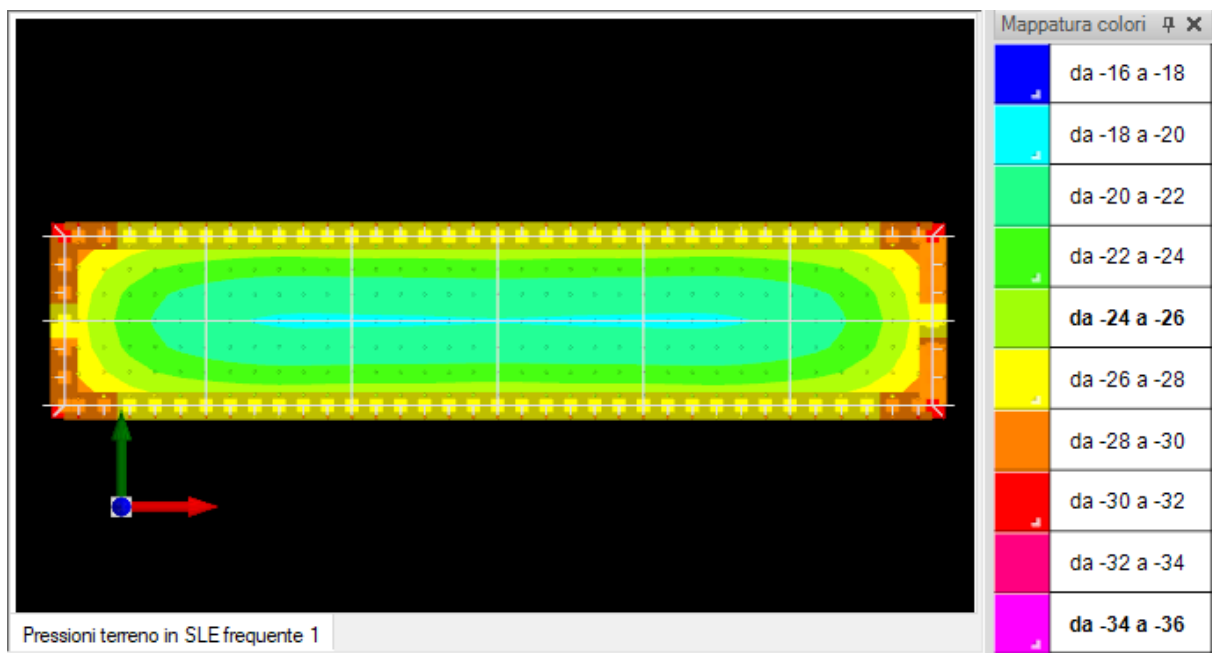


Figura 53: Pressioni sul terreno SLE freq. ($G1+G2$) [kN/mq]

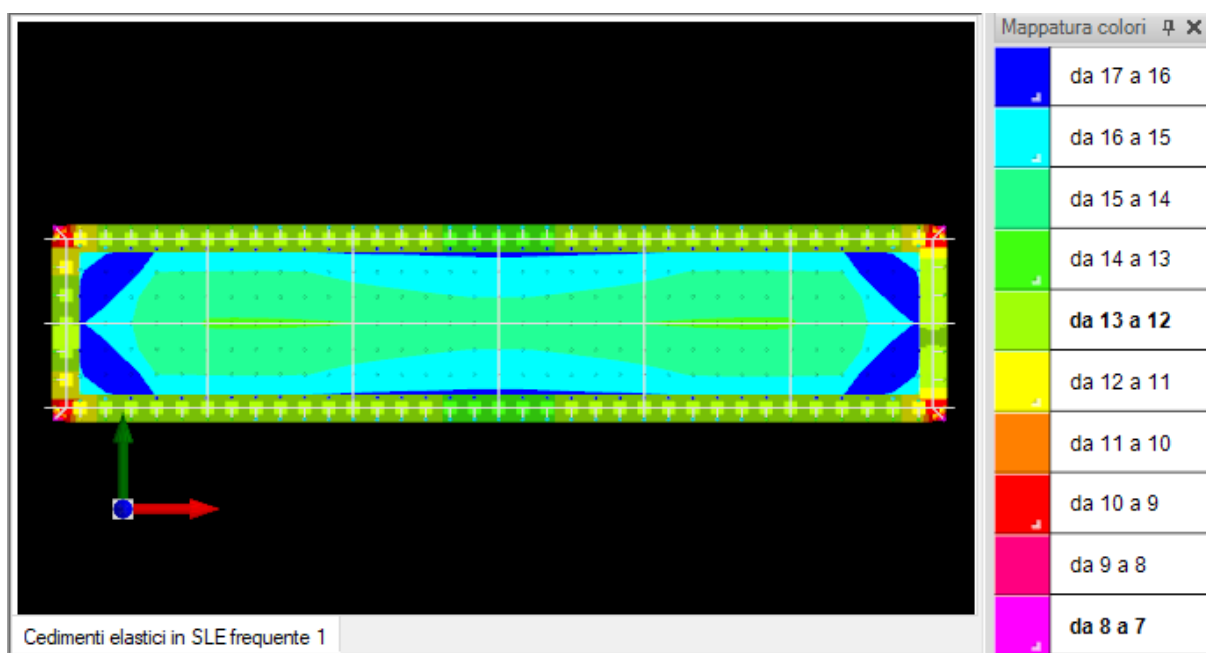


Figura 54: Cedimenti SLE freq. (G1+G2) [mm]

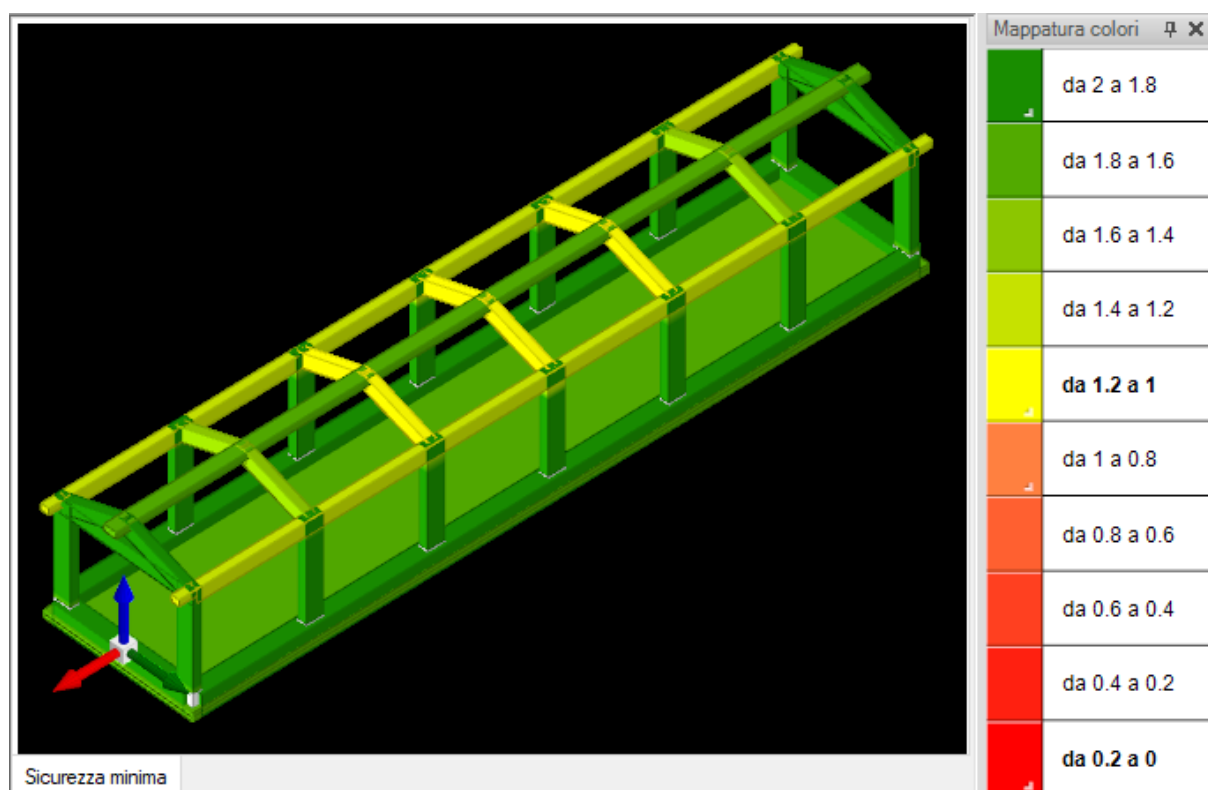


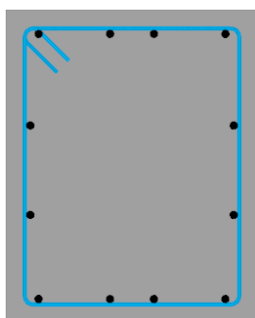
Figura 55: Coeff sicurezza minima

Armature

Gli elementi sono stati progettati con le seguenti armature:

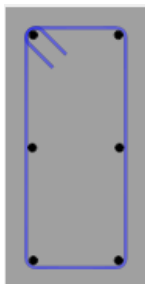
- **Platea di fondazione:**
spessore: 30cm
armature: $\varnothing 14$ passo 20x20 orizzontali e verticali, superiori ed inferiori
Sicurezza minima: 1,76 a flessione

- **Cordoli perimetrali fondazione :**



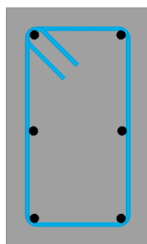
sezione: B60cm x H75cm
longitudinali 12 $\varnothing 18$
Staffe $\varnothing 8$ a 2 braccia passo 10cm
Sicurezza minima: 2,06 a flessione
Sicurezza minima: 2,13 a taglio

- **Pilastri:**



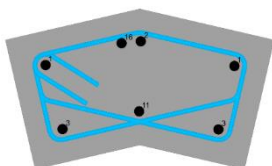
sezione: 30cm x 60cm
longitudinali 6 Ø 18
Staffe Ø 8 passo 25cm
Sicurezza minima: 1,38 a flessione
Sicurezza minima: 4,04 a taglio

- **Travi longitudinali perimetrali:**

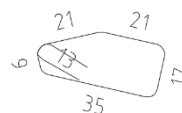
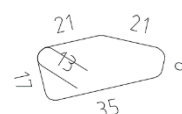
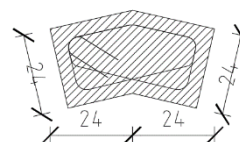


sezione: 30cm x 50cm
longitudinali 6 Ø 18
Staffe Ø 8 passo 20cm
Sicurezza minima: 1,48 a flessione
Sicurezza minima: 1,22 a taglio

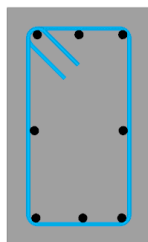
- **Trave di colmo :**



sezione: 30cm x 50cm
longitudinali 7 Ø 18
doppie staffe Ø 8 passo 12cm
Sicurezza minima: 1,68 a flessione
Sicurezza minima: 1,85 a taglio



- **Travi trasversali copertura:**



sezione: 30cm x 50cm
longitudinali 8 Ø 18
Staffe Ø 8 passo 18cm
Sicurezza minima: 1,14 a flessione
Sicurezza minima: 1,21 a taglio

Si riportano le verifiche SLE per la trave trasversale centrale di copertura (evidenziata nella figura sottostante):

Tabella 2: Verifiche SLE trave di copertura trasversale [N, mm]

Verifica delle tensioni in esercizio

x	Rara							Quasi permanente							Verifica
	Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ f	σ f lim.	Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ FRP	σ FRP lim.	
0	95563795	2	89704848	6.22	19.92	168.41	360	73164552	1	68843985	4.77	14.94			S1
240	84292883	2	84292883	7.98	19.92	233.53	360	64826409	1	64826409	6.14	14.94			S1
1275	33096020	2	43282641	2.79	19.92	41.91	360	26277111	1	34027700	2.2	14.94			S1
2400	-27439558	5	-27439558	1.77	19.92	26.58	360	-20459415	2	-20459415	1.32	14.94			S1
2550	-35866503	5	-31426262	2.05	19.92	30.53	360	-27057155	2	-23576426	1.54	14.94			S1

Verifica di apertura delle fessure

x	Bordo	Rara				Frequente				Quasi permanente				Verifica
		Dmax	Esm	Wd	Comb	Dmax	Esm	Wd	Comb	Dmax	Esm	Wd	Comb	
0	inferiore	229	0.00049	0.112	2	229	0.00045	0.102	2	229	0.00041	0.093	1	Si
240	inferiore	234	0.00079	0.185	2	234	0.00069	0.163	2	234	0.00064	0.15	1	Si
425	inferiore	311	0.00087	0.272	2	311	0.0008	0.249	2	311	0.00073	0.228	1	Si

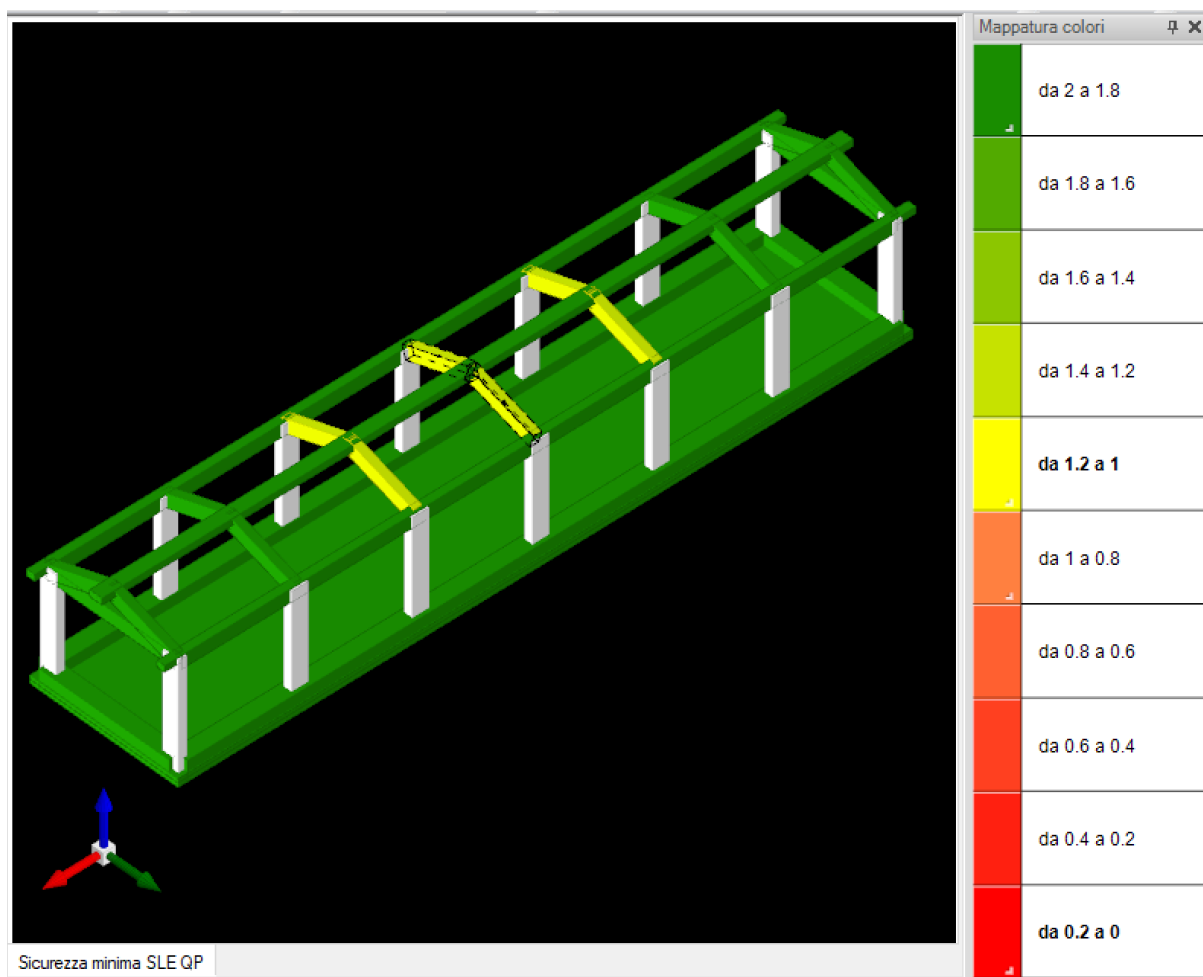


Figura 56: Coefficiente sicurezza minima in SLE QP

Elemento con coefficiente di sicurezza minimo: Trave trasversale di copertura

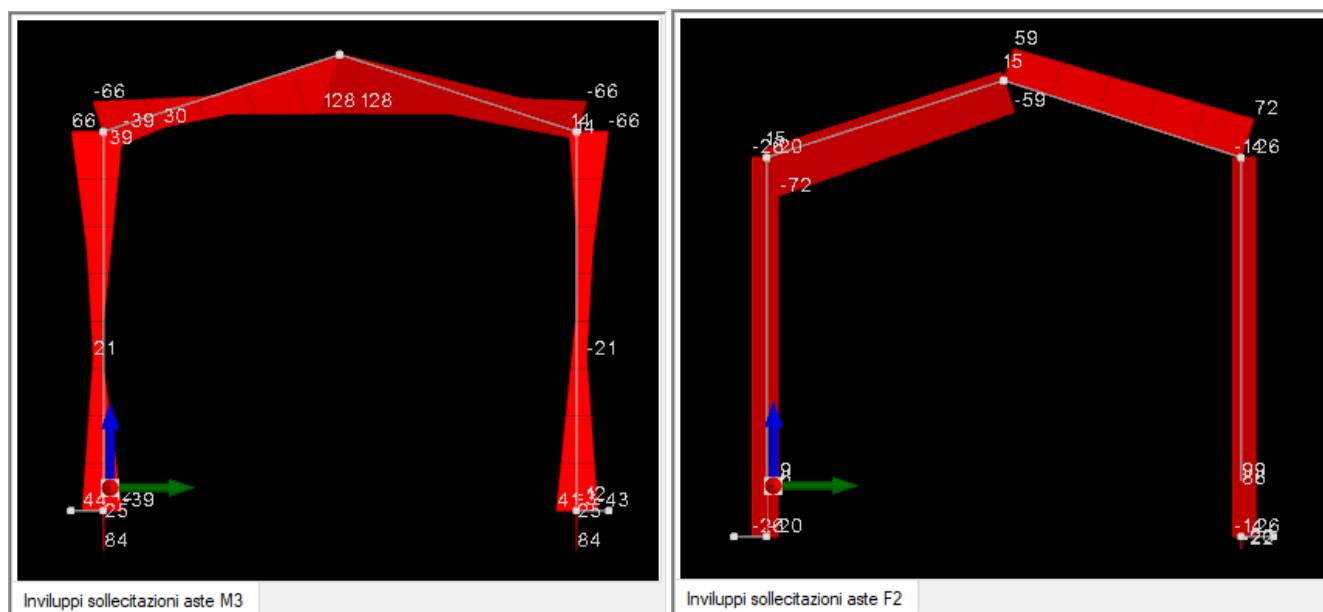


Figura 57: Involuppo momento e taglio telaio trasversale

Elemento: Trave trasversale di copertura

Combinazione SLU 29: $1.3 \times G1 + 1.5 \times G2 + 1.5 \times Neve$

Med = 108.46 kNm Mrd = 123.19 kNm Mrd / Med = 1.14

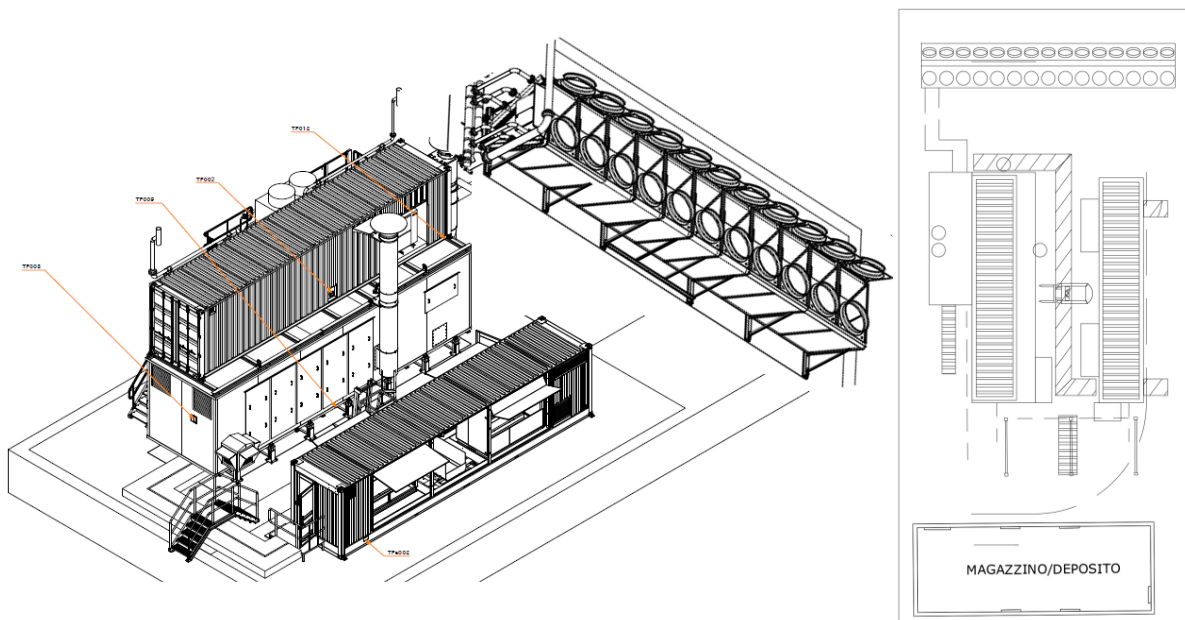
Ved = 59.27 kN Vrd = 71.82 kN Vrd / Ved = 1.21

Le verifiche strutturali di ogni elemento, insieme alle condizioni elementari di carico e alle combinazioni di carico, sono allegate nell'appendice.

7.3. EQ02 (CONTAINER) - ELETTROLIZZATORE

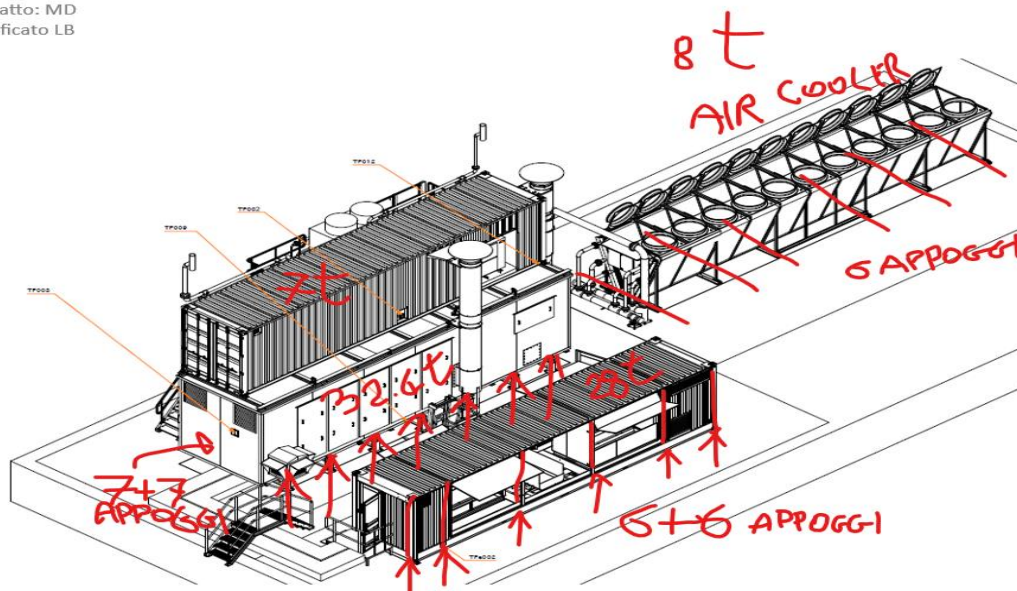
7.3.1. CARATTERISTICHE ELEMENTO

Platea di fondazione in calcestruzzo armato di spessore pari a 30 cm, caricata con carichi concentrati, carichi lineari e superficiali in corrispondenza delle strutture portate.



7.3.2. PESO PROPRIO, CARICHI PERMANENTI E CARICHI IN ESERCIZIO

Aggiornato: 24-11-2023 Rev1
Redatto: MD
Verificato LB



7.3.2.1. *Peso proprio*

Sono determinati automaticamente dal programma di calcolo sulla base del peso specifico del calcestruzzo armato pari a 25 kN/m^3 .

È stato considerato per la rampa di accesso (scala in acciaio) un peso proprio di 0.8 KN/mq .

7.3.2.2. *Carichi permanenti*

- a) Per la struttura su due livelli il carico dei due livelli è stato distribuito (utility container $7 \text{ t} + \text{proc. Container } 32.4 \text{ t}$) su 14 scarichi puntuali (impronta di scarico si può considerare con piastre di acciaio $30 \times 30 \text{ cm}$ l'una, fissate con tirafondi sulla soletta di base). Dunque sono stati inseriti 14 carichi puntuali pari a $39.4 \text{ t} / 14 = 2.81 \text{ t} = 28.1 \text{ kN}$.
- b) Per la struttura air cooler è stato distribuito il carico totale di 8 t su 6 appoggi rappresentati da una struttura trasversale in carpenteria metallica che sostiene i cooler (la cui impronta di scarico potrebbe essere una striscia di 30 cm lunga quanto la dimensione in pianta degli air coolers); dunque sono stati inseriti 6 carichi lineari con valore pari a 5.5 kN/m ed una lunghezza di 2.4 m .
- c) Per la struttura del trasformatore il carico totale di 28 t è stato inserito come 12 carichi puntuali pari a $28 \text{ t} / 12 = 2.33 \text{ t} = 23.3 \text{ kN}$

7.3.2.3. *Carichi Variabili*

Per le rampe di accesso è stato considerato un carico superficiale variabile Cat. E pari a 6 kN/mq .

7.3.3. COSTANTE DI SOTTOFONDO (WINKLER) - REAZIONE DEL TERRENO

[Foundation Analysis and Design 5th Edition Joseph E. Bowles – pag 504]

The most general form for either a horizontal or lateral modulus of subgrade reaction is

$$k_s = A_s + B_s Z^n \quad (9-10)$$

where A_s = constant for either horizontal or vertical members

B_s = coefficient for depth variation

Z = depth of interest below ground

n = exponent to give k_s the best fit (if load test or other data are available)

$$A_s = C(cN_c s_c + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma) \quad \text{and} \quad B_s Z^1 = C(\gamma N_q s_q) Z^1$$

we obtain a ready means to estimate k_s . In these equations the Terzaghi or Hansen bearing-capacity factors can be used. The C factor is 40 for SI units

L	33,40	[m]	L/B	2,088	[m]
B	16,00	[m]	B'	8	[m]
D	1	[m]			
Z	0,5	[m]	C [SI]	40	
ϕ'	30,00	[°gradi]			
ϕ'	0,52	[radianti]			
γ	18,00	[kN/m ³]			
c	0,00				
$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45 + \phi/2)$ $N_c = (N_q - 1) \cot \phi$ $N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi$					
			Fattori di forma		
			$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$		
			$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$		
			$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$		
			$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$		
Nc	30,14				
Sc	1,29				
N γ	15,07				
$\Sigma\gamma$	0,81				
Nq	18,40				
Sq	1,28				
As	0	[KN/m ³]			
Bs	16913	[KN/m ³]			
n	1				
Ks	8457	[KN/m ³]			

Figura 58 - calcolo K Winkler elettrolizzatore

Per i calcoli strutturali degli elementi dell'elettrolizzatore, è adottato un valore di K pari a 8400 KN/m³.

7.3.4. VERIFICHE STRUTTURALI

Le verifiche strutturali sono state eseguite considerando i carichi verticali statici agenti, derivanti dalle strutture sovrastanti. Modello di calcolo a elementi finiti; elemento piastra modellato come shell discretizzato in mesh di dimensioni massime pari a 80 cm.

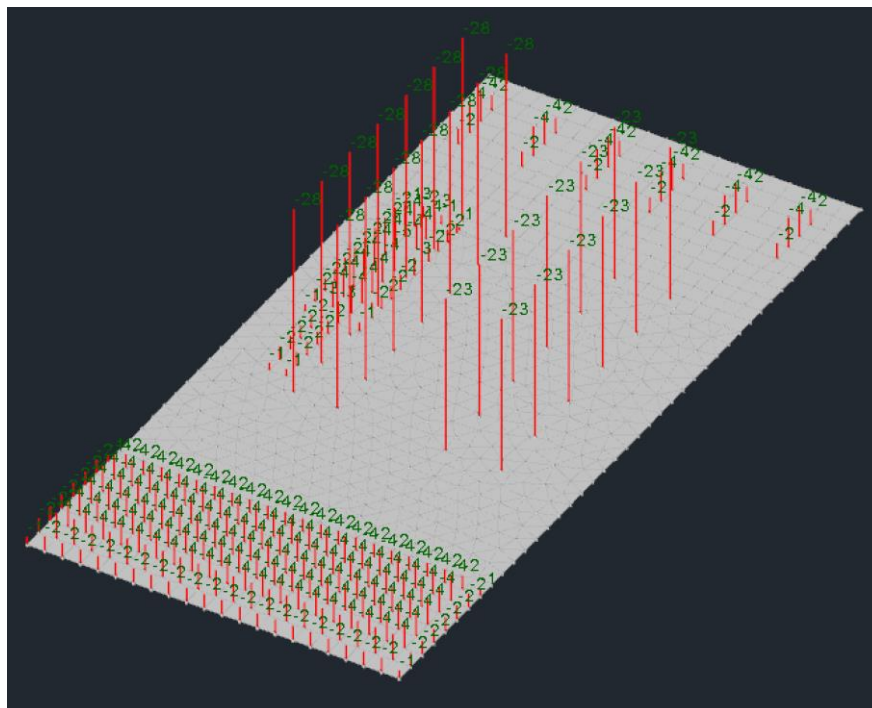
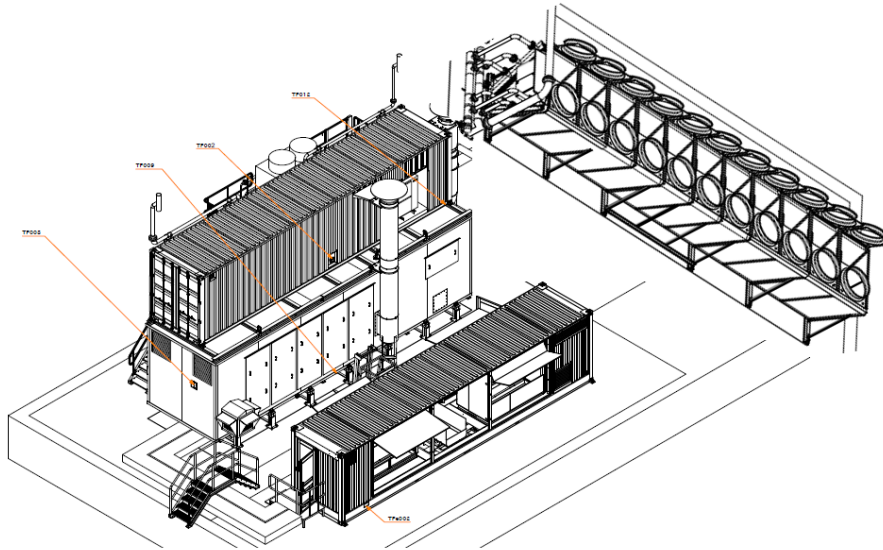


Figura 59 - AZIONI APPLICATE [kN]

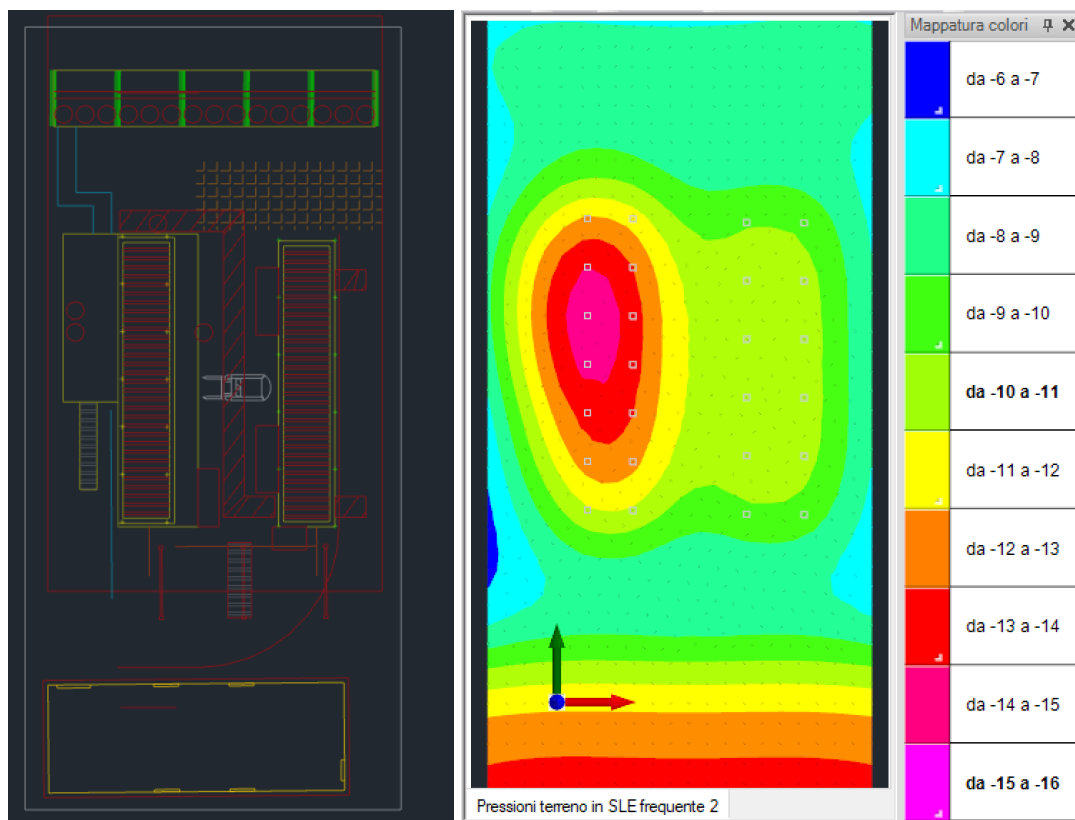


Figura 60 – Pressioni terreno SLE freq 2 ($G1 + G2 + 0.9 Q$) [kN/mq]

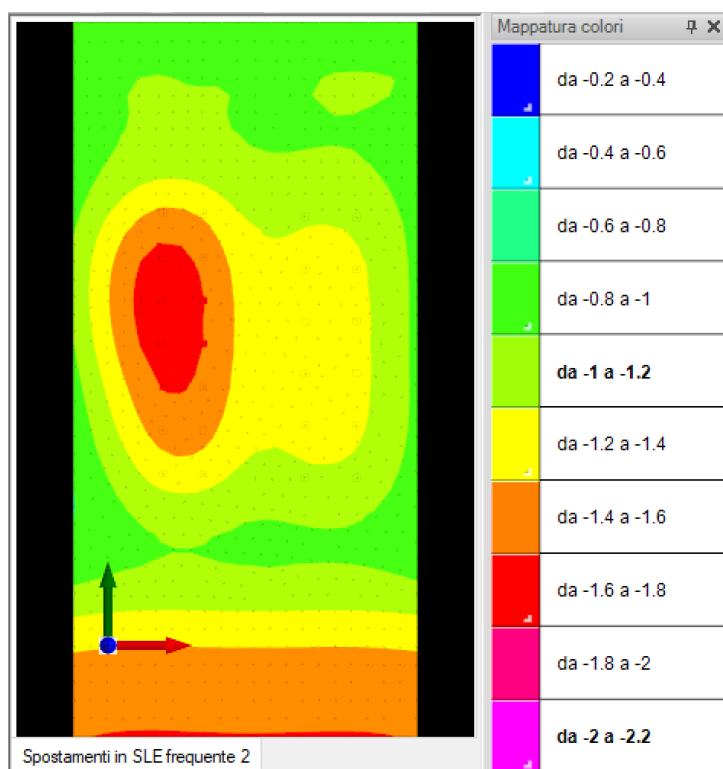


Figura 61 – Cedimenti SLE freq 2 ($G1 + G2 + 0.9 Q$) [mm]

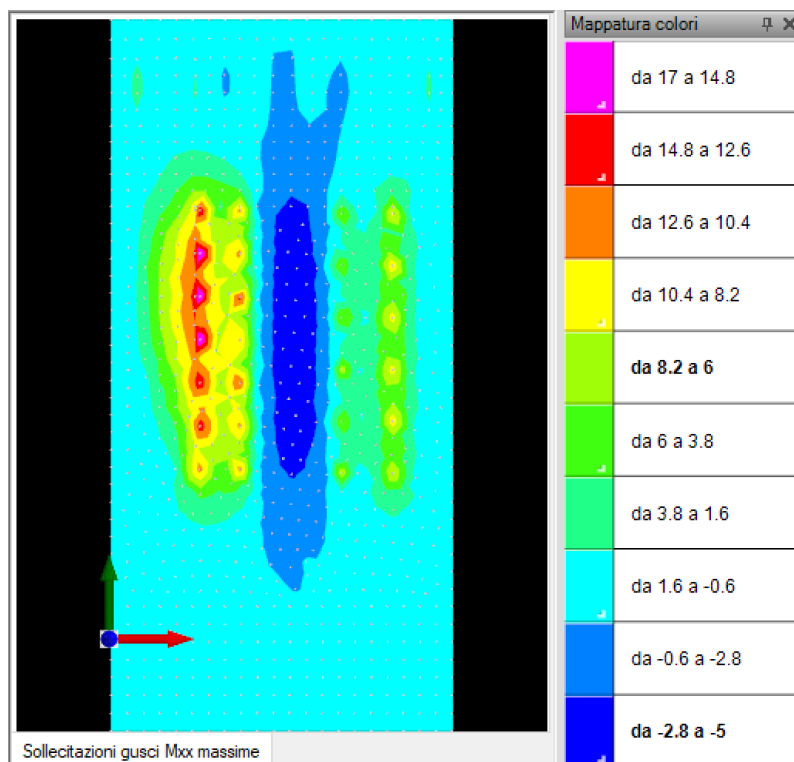


Figura 62: Involuppo momento flettente Mxx [kNm / m]

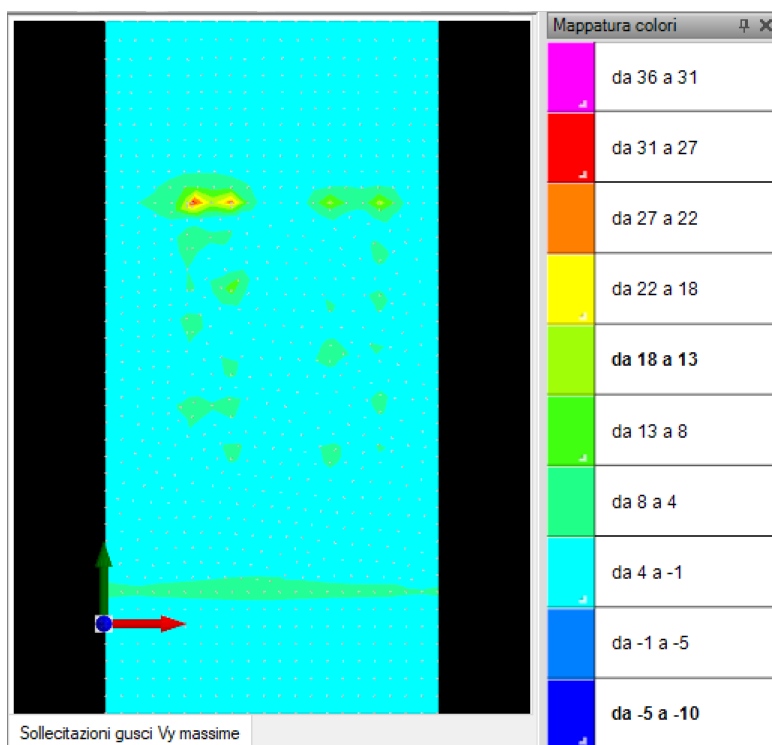


Figura 63: Involuppo taglio Vy [kN / m]

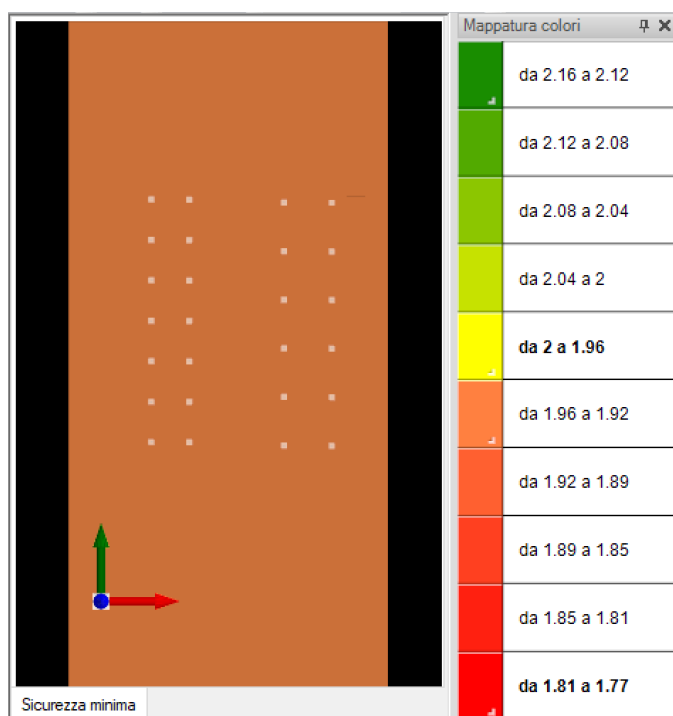


Figura 64: Coeff. minimo di sicurezza

La piastra di fondazione è stata progettata con spessore 30cm e armature diam. Ø 14 passo 20x20 in direzione X e Y, superiori e inferiori.

Momento flettente: Combinazione SLU8: $1.3 \times G1 + 1.5 \times G2 + 1.5 \times \text{Variabile E}$

Med = 16.50 kNm Mrd = 76.72 kNm Mrd / Med = 4.65

Taglio: Combinazione SLU7: $1.3 \times G1 + 1.5 \times G2$

Ved = 36.88 kN Vrd = 132.48 Vrd / Ved = 3.59

Data la geometria della piastra si ritengono non dimensionanti le verifiche a punzonamento. Tali verifiche verranno elaborate nel progetto esecutivo.

La piastra non presenta nodi con apertura delle fessure.

$\sigma_{cls} = 644 \text{ kPa} < 14940 \text{ kPa} = \sigma_{cls} \text{ limite}$

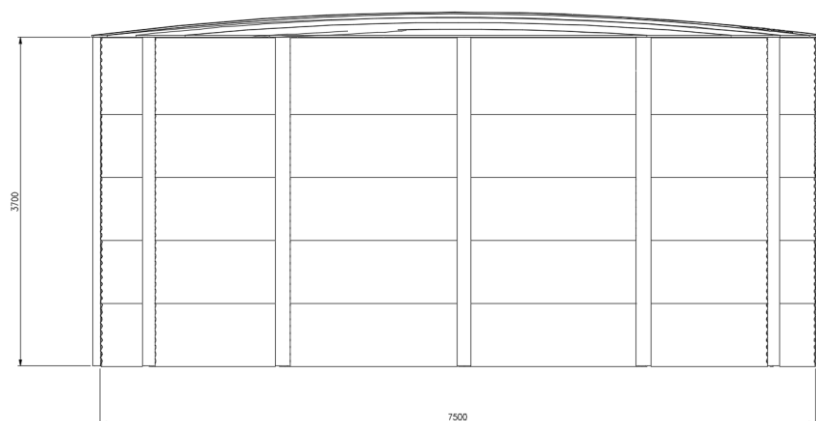
$\sigma_{acciaio} = 6825 \text{ kPa} < 360000 = \sigma_{acciaio} \text{ limite}$

Le verifiche strutturali, le sollecitazioni, le condizioni di carico e le combinazioni, sono allegate nell'appendice.

7.4. EQ11A1 (TANK) - SERBATOIO ANTINCENDIO

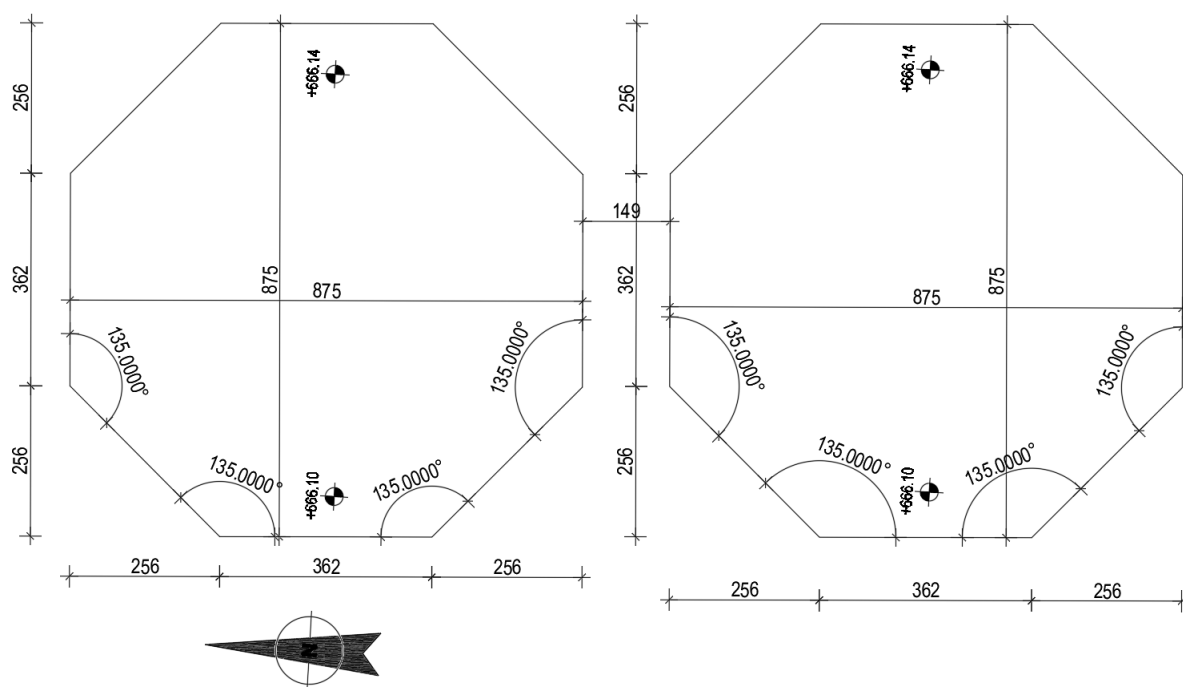
7.4.1. CARATTERISTICHE ELEMENTO

Platea di fondazione in calcestruzzo armato di spessore pari a 30 cm, caricata con carichi derivanti da serbatoio antincendio in acciaio. Diametro cerchio inscritto fondazione ottagonale pari a 8.75 m.



$V_{utile} \approx 150 \text{ m}^3$
 $V(FoW) \approx 164 \text{ m}^3$

PIANTA



7.4.2. PESO PROPRIO, CARICHI PERMANENTI E CARICHI IN ESERCIZIO

Calcolo pressione del vento sul TANK

Calcolo della velocità di riferimento

Il coefficiente di altitudine c_a e il coefficiente di ritorno c_r risultano pari a:

$$c_a = 1,00 \quad [3.3.1.b \text{ NTC18}]$$

$$c_r = 1,02 \quad [3.3.3 \text{ NTC18}]$$

Moltiplicando la velocità $v_{b,0}$ per i coefficienti c_a e c_r , è stata ottenuta la **velocità di riferimento**

$$v_r = 25,59 \quad [\text{m/s}] \quad [3.3.2 \text{ NTC18}]$$

Calcolo della pressione cinetica di riferimento

Di seguito viene determinata la **pressione cinetica di riferimento** q_r :

$$q_r = 409,17 \quad [\text{N/m}^2] \quad [3.3.6 \text{ NTC18}]$$

Determinazione dei coefficienti

Vengono ora determinati i coefficienti necessari per il calcolo della pressione effettiva sulla struttura.

Coefficiente di topografia

Il coefficiente di topografia c_t è posto pari a 1 come consentito dalle NTC al §3.3.7:

Coefficiente di topografia

c_t	1,00
-------	-------------

Coefficiente di esposizione

Di seguito sono riportati i valori dei coefficienti di esposizione relativi alle altezze z di interesse:

Coefficiente di esposizione minimo

$c_{e,min}$	1,63	$z < 8 \text{ m}$
-------------	-------------	-------------------

Coefficiente di esposizione alla gronda

$c_{e,gronda}$	1,63	$z = 3,6 \text{ m}$	[3.3.7 NTC18]
----------------	-------------	---------------------	---------------

Coefficiente di esposizione al colmo

$c_{e,colmo}$	1,63	$z = 3,6 \text{ m}$
---------------	-------------	---------------------

Coefficiente dinamico

E' stato assunto cautelativamente pari ad 1 come specificato nelle NTC18 al §3.3.8:

Coefficiente dinamico

c_d	1,00
-------	-------------

Coefficiente di pressione

Per quanto riguarda il coefficiente di pressione si è fatto riferimento al §C3.3.8 della Circolare esplicativa del 21 gennaio 2019.

Tipologia edificio: Edificio a pianta rettangolare
Tipologia copertura: Copertura piana

Per la determinazione delle pressioni interne è stato assunto il caso seguente, in accordo al §C3.3.8.5 [Circolare 2019]:

Caso 3 - Edificio con porosità distribuita in maniera circa uniforme

Nella tabella sottostante vengono calcolati i coefficienti di pressione nel caso in cui il vento è perpendicolare alla direzione del colmo:

		c_{pe}	c_{pi}^+	c_{pi}^-	$c_{pe} + c_{pi}^+$	$c_{pe} + c_{pi}^-$
Pareti verticali [§C3.3.8.1.1]	Faccia sopravento	0,75	0,20	-0,30	0,55	1,05
	Faccia sottovento	-0,40			-0,60	-0,10
	Facce laterali	-0,88			-1,08	-0,58

		c_{pe}	c_{pi}^+	c_{pi}^-	$c_{pe} + c_{pi}^+$	$c_{pe} + c_{pi}^-$
Pareti verticali [§C3.3.8.1.1]	Faccia sopravento	0,75	0,20	-0,30	0,55	1,05
	Faccia sottovento	-0,40			-0,60	-0,10
	Facce laterali	-0,88			-1,08	-0,58
Falde [§C3.3.8.1.4]		-1,20	0,20	-0,30	-1,40	-0,90

Pressioni del vento

Nella tabella seguente viene calcolata la pressione effettiva **p** sulle varie parti della struttura calcolata utilizzando la formula 3.3.4 della normativa:

	q_r [kN/m ²]	c_d	c_t	c_e	c_p	p [kN/m ²]
Faccia sopravento	0,41	1,00	1,00	1,63	1,05	0,70
Faccia sottovento	0,41	1,00	1,00	1,63	-0,10	-0,06
Facce laterali	0,41	1,00	1,00	1,63	-0,58	-0,39

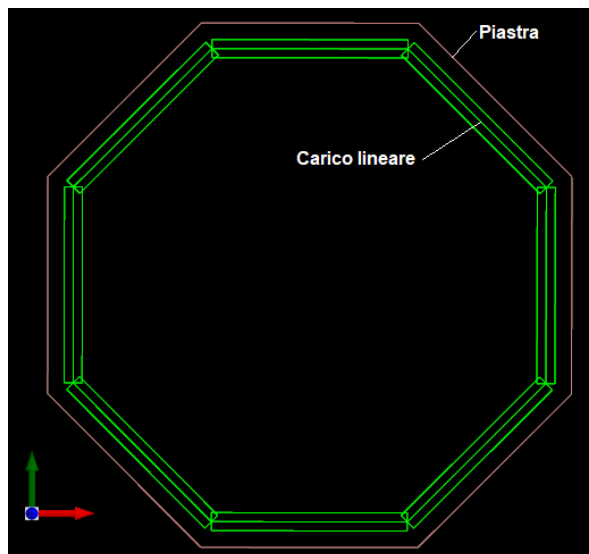
Secondo le NTC18 andrebbe applicato il valore di 70 kg/mq. **Le verifiche sulla fondazione sono state eseguite, cautelativamente, con il valore di 100 kg/mq come indicato nel dettaglio successivo.**

Nel modello di calcolo sono stati applicati i carichi indicati di seguito:

$t := 10 \text{ mm}$	Spessore lamiera (mantello, fondo, tetto)
$\rho_{H_2O} := 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	Densità acqua
$H_{tot} := 3600 \text{ mm}$	Altezza del tank (Full of Water)
$D_i := 7500 \text{ mm}$	Diametro interno tank
$D_e := D_i + 2 \cdot t = 7520 \text{ mm}$	Diametro esterno tank
$D_m := 0.5 \cdot (D_e + D_i) = 7510 \text{ mm}$	Diametro medio generatrice cilindro
$\rho_s := 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	Densità acciaio
$A := H_{tot} \cdot t \cdot \rho_s = 283 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$	Carico lineare mantello
$B := \frac{\frac{\pi}{4} \cdot D_e^2 \cdot t \cdot \rho_s}{\pi \cdot D_m} = 148 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$	Carico lineare dovuto al tetto
$C := \rho_{H_2O} \cdot H_{tot} = 3600 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$	Pressione fluido al suolo
$D := C = 3600 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$	Pressione idrostatica al suolo
$E := t \cdot \rho_s = 78.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$	Pressione generata dal peso del fondo
$F := \frac{D_e \cdot H_{tot} \cdot 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}}{\pi \cdot D_m \cdot 0.5} = 229 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$	Carico lineare vento supposta pressione 100kg/m2 su mantello (to be checked by civ.dpt)
$G := (F \cdot \pi \cdot D_m \cdot 0.5) \cdot \frac{H_{tot}}{2} = 4873 \text{ kg} \cdot \text{m}$	Momento ribaltante causa vento (to be checked by civ.dpt)

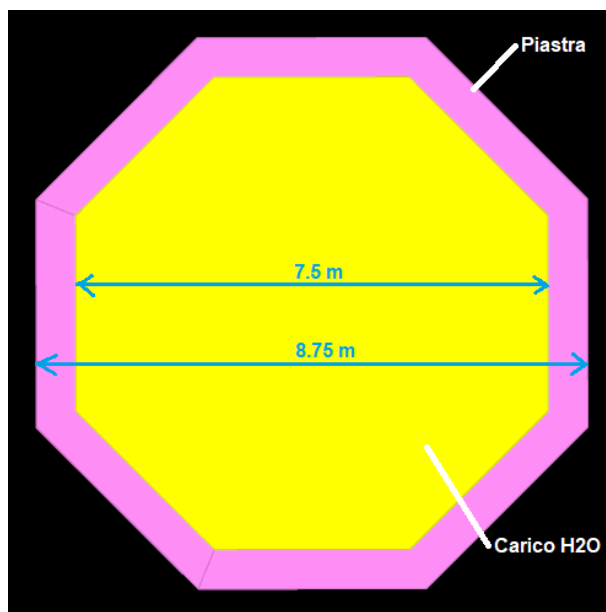
Il carico mantello ed il carico tetto sono stati applicati come **carico lineare** pari a:

$$2.83 \text{ kN/m} + 1.48 \text{ kN/m} = 4.31 \text{ kNm}$$



Il carico H₂O ed il carico del fondo è stato applicato come carico superficiale sulla superficie ottagonale gialla indicata nella figura sottostante:

$$\text{carico superficiale fluido} + \text{peso fondo} = 37 \text{ kN/mq}$$



L'azione del vento è stata applicata come carico concentrato che produce un momento ribaltante pari a 49 kNm.

Nel modello di calcolo strutturale sono state considerati anche un carico superficiale neve (carico neve al suolo 2.7 kN/mq) ed un momento ribaltante eccezionale sisma calcolato come di seguito:

Massa mantello	66,68	kN
Massa copertura	34,68	kN
Massa H2O	1590,43	kN
Massa tot	1691,79	kN
$T1 = C1 \cdot H^{3/4}$	0,22	s
Accelerazione Sd (T1)	0,186	g
F	314,67	kN
braccio	1,80	m
M	566,41	kNm

7.4.1. COSTANTE DI SOTTOFONDO (WINKLER) - REAZIONE DEL TERRENO

[Foundation Analysis and Design 5th Edition Joseph E. Bowles – pag 504]

The most general form for either a horizontal or lateral modulus of subgrade reaction is

$$k_s = A_s + B_s Z^n \quad (9-10)$$

where A_s = constant for either horizontal or vertical members

B_s = coefficient for depth variation

Z = depth of interest below ground

n = exponent to give k_s the best fit (if load test or other data are available)

$$A_s = C(cN_c s_c + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma) \quad \text{and} \quad B_s Z^1 = C(\gamma N_q s_q) Z^1$$

we obtain a ready means to estimate k_s . In these equations the Terzaghi or Hansen bearing-capacity factors can be used. The C factor is 40 for SI units

L	7,46	[m]	L/B	1,000	[m]
B	7,46	[m]	B'	3,731622	[m]
D	1	[m]			
Z	0,5	[m]	C [SI]	40	
ϕ'	30,00	[°gradi]			
ϕ'	0,52	[radianti]			
γ	18,00	[kN/m ³]			
c	0,00				
$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45 + \phi/2)$ $N_c = (N_q - 1) \cot \phi$ $N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi$					
			Fattori di forma		
			$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$		
			$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$		
			$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$		
			$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$		
Nc	30,14				
Sc	1,61				
N γ	15,07				
$\Sigma\gamma$	0,60				
Nq	18,40				
Sq	1,58				
As	0	[KN/m ³]			
Bs	20898	[KN/m ³]			
n	1				
Ks	10449	[KN/m ³]			

Figura 65 - calcolo K Winkler tank

Per i calcoli strutturali degli elementi in c.a. del tank, è adottato un valore di K pari a 10000 KN/m³.

7.4.2. VERIFICHE STRUTTURALI

Le verifiche sismiche sono state eseguite sulla platea di fondazione con ipotesi di serbatoio completamente pieno, trascurando il moto della massa d'acqua all'interno del serbatoio. L'azione del sisma è stata applicata come carico statico equivalente.

Modello di calcolo a elementi finiti; elemento piastra modellato come shell discretizzato in mesh di dimensioni massime pari a 30 cm.

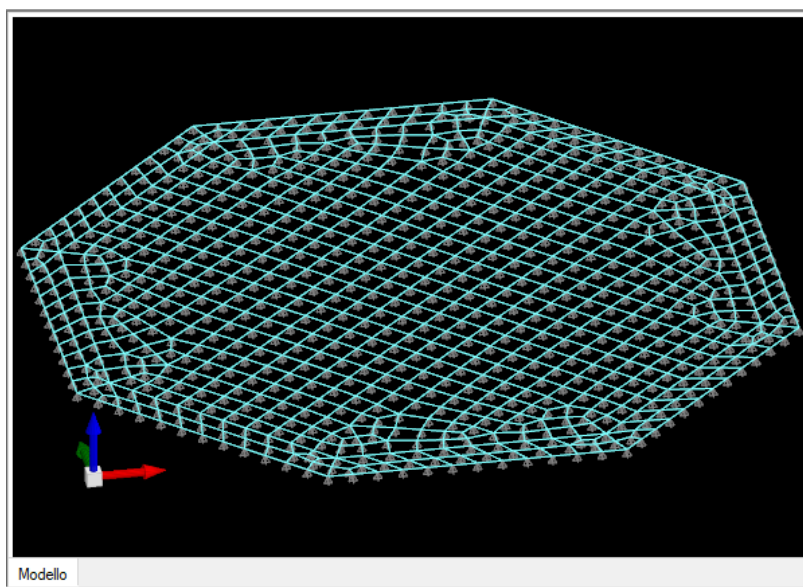


Figura 66: Modello di calcolo

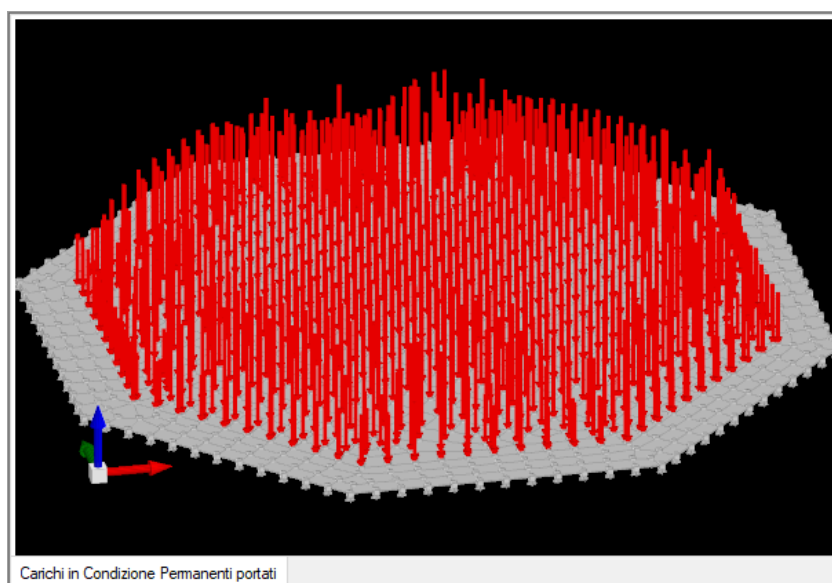


Figura 67: Azioni applicate (Carichi permanenti portati)

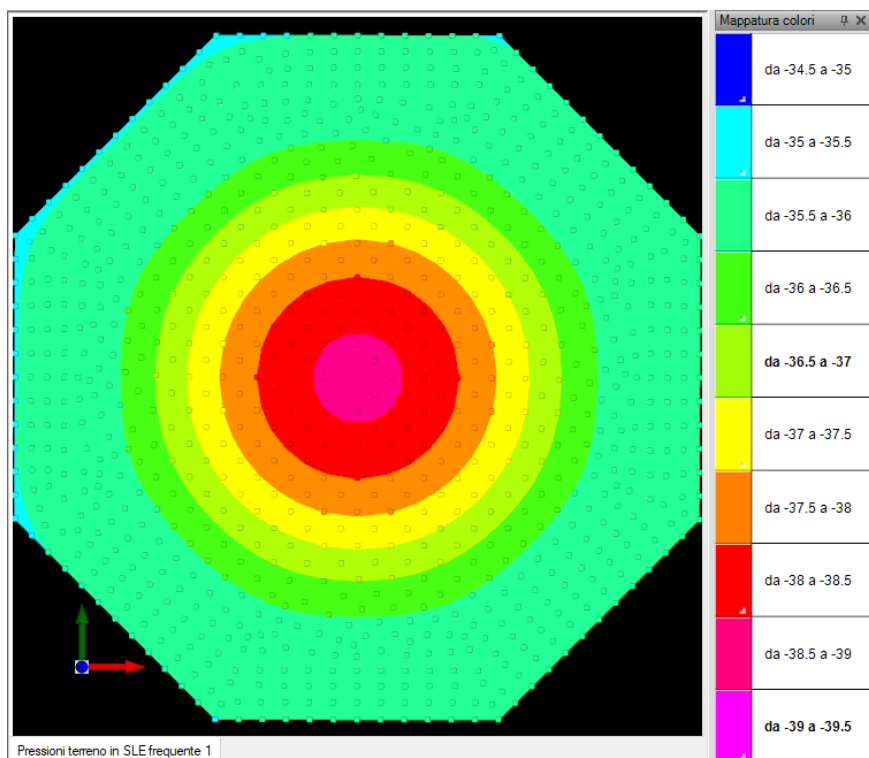


Figura 68: Pressioni terreno in condizione SLE frequente 1 (G1+G2) [kN/mq]

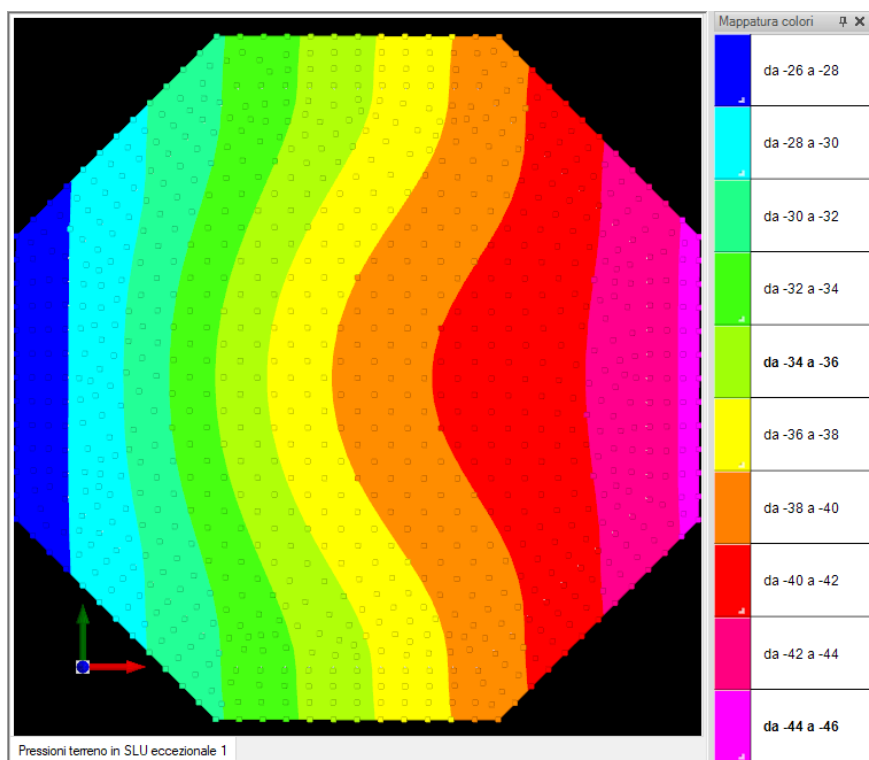


Figura 69: Pressioni terreno in condizione SLU eccezionale (sisma) [kN/mq]

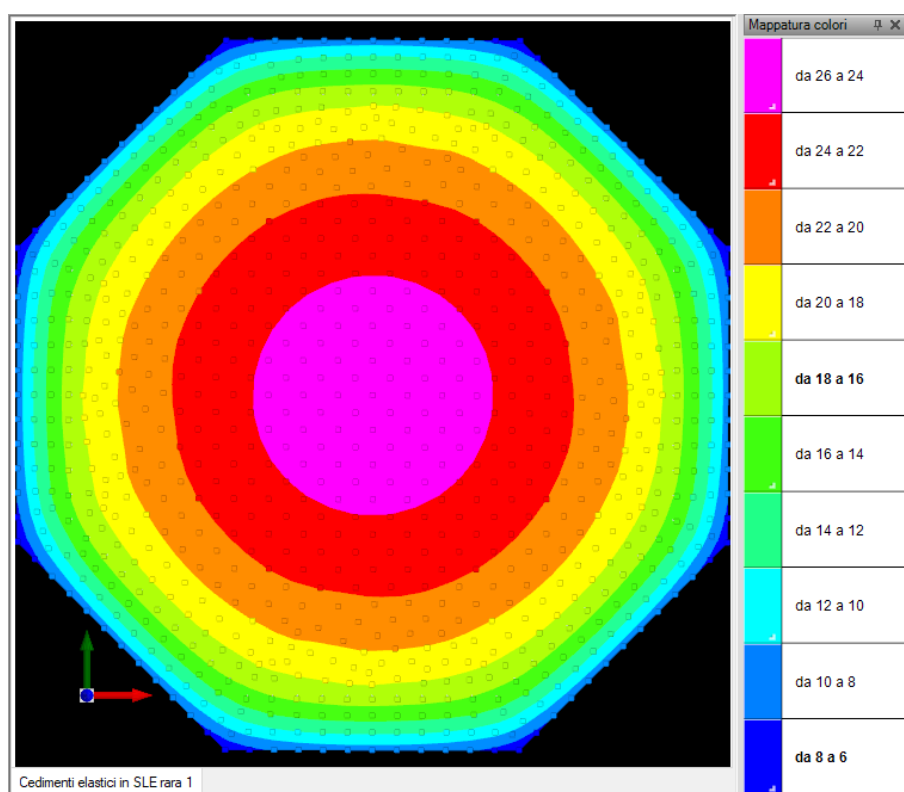


Figura 70: Cedimento SLE frequente 1 (G1+G2) [mm]

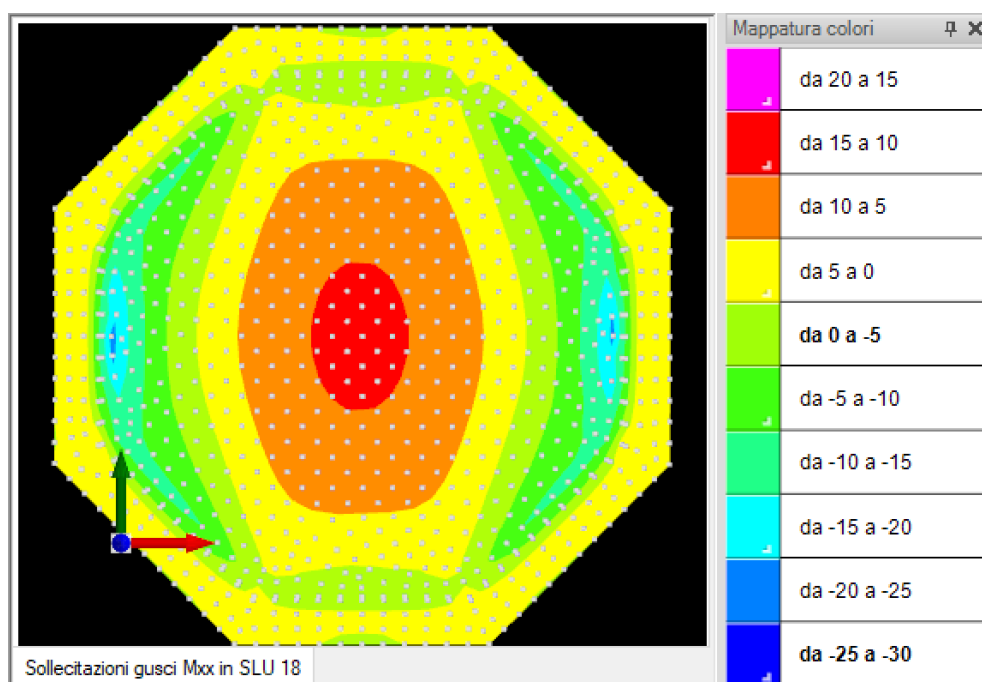


Figura 71: Diagramma momento flettente Mxx, comb. SLU 18 [kNm/m]

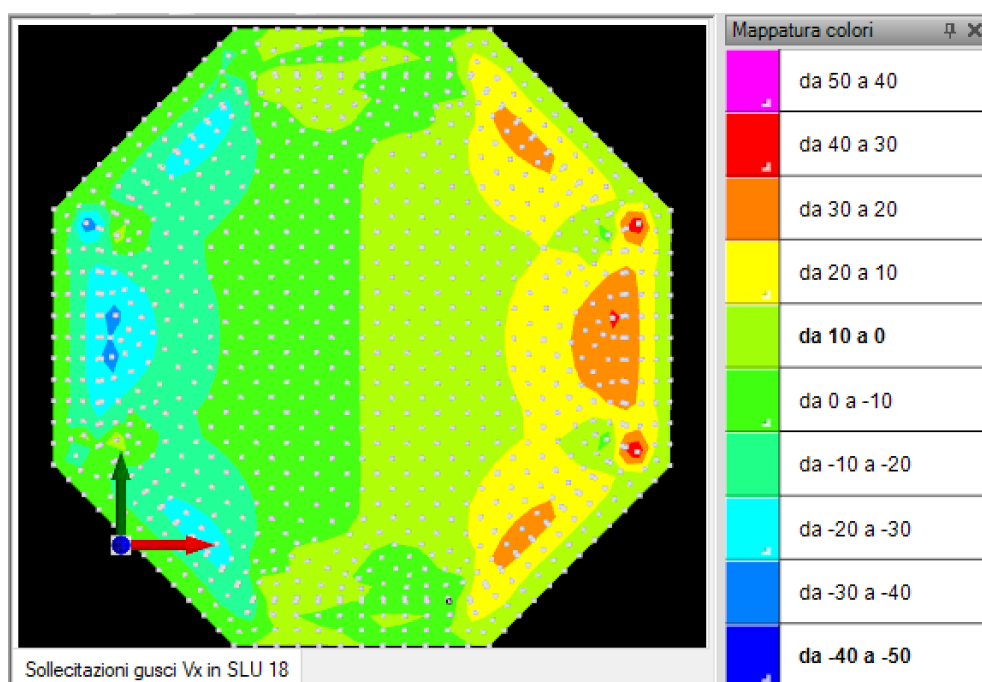


Figura 72: Diagramma Taglio Vx, comb. SLU 18 [kN/m]

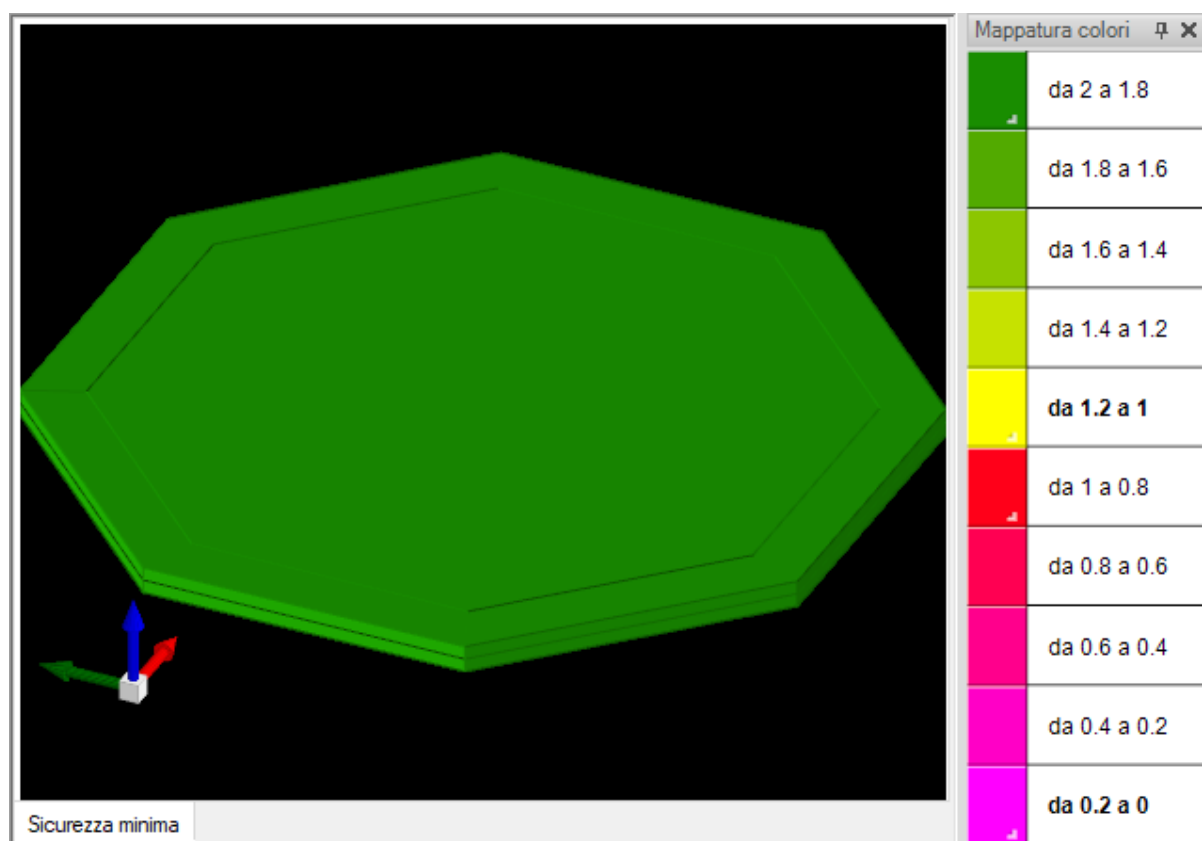


Figura 73: Coefficiente di sicurezza minimo

La piastra di fondazione è stata progettata con spessore 30cm e armature diam. Ø 14 passo 20x20 in direzione X e Y, superiori e inferiori.

Combinazione SLU18 (1.3G1 + 1.5G2 + 0.9Vento + 1.5Neve):

Med = 27.82 kNm	Mrd = 76.72 kNm	Mrd / Med = 2.75
Ved = 36.31 kN	Vrd = 127.71 kN	Vrd / Ved = 3.52

La piastra non presenta nodi con apertura delle fessure.

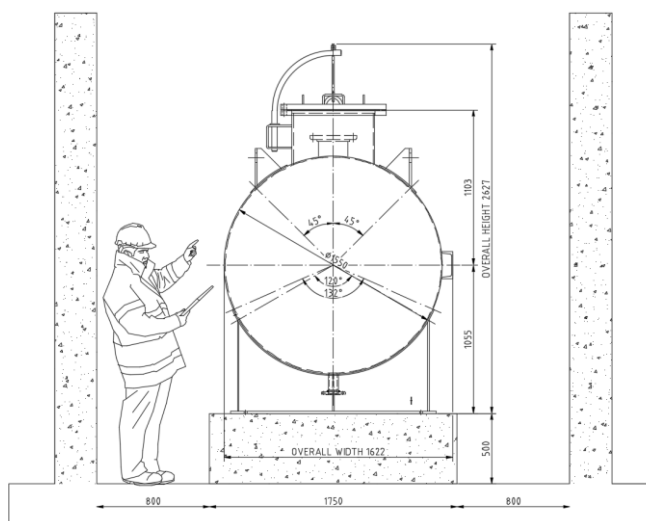
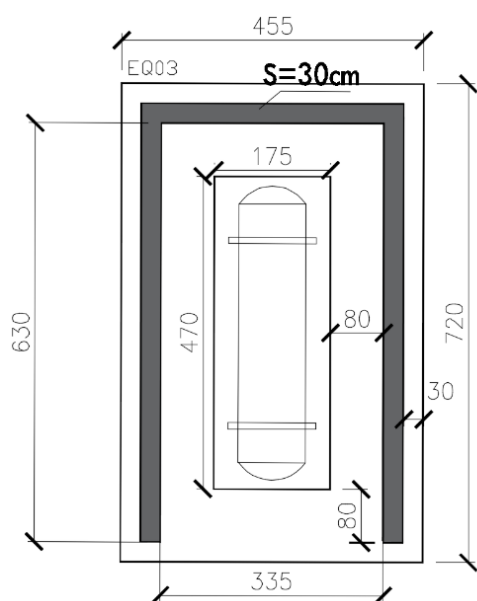
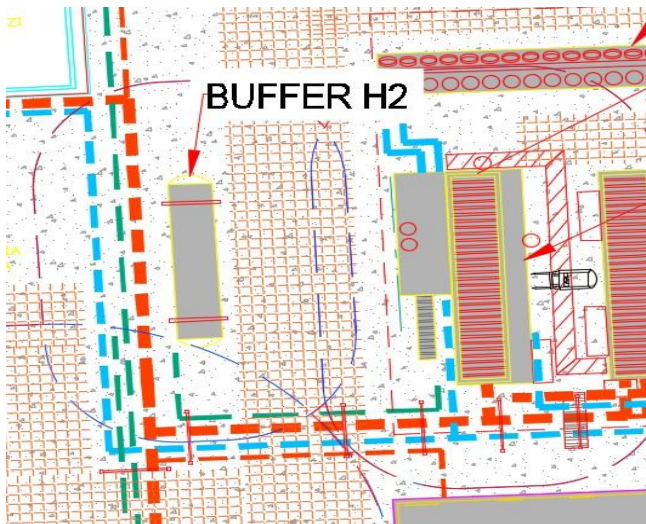
$\sigma_{cls} = 1035 \text{ kPa} < 14940 \text{ kPa} = \sigma_{cls} \text{ limite}$
 $\sigma_{acciaio} = 11488 \text{ kPa} < 360000 = \sigma_{acciaio} \text{ limite}$

Le verifiche strutturali, le sollecitazioni, le condizioni di carico e le combinazioni, sono allegate nell'appendice.

7.5. EQ03 (VESSEL) - BUFFER H2

7.5.1. CARATTERISTICHE ELEMENTO

Pareti e piastra di fondazione in calcestruzzo armato.



7.5.2. PESO PROPRIO, CARICHI PERMANENTI E CARICHI IN ESERCIZIO

Il carico permanente dell'elemento è di 13500kg.

Il carico permanente portato G2 è stato applicato uniformemente distribuito sull'impronta di dimensioni 1,75m x 4,70m, quindi 8.2MQ, quindi 16,4kPa.

La platea di fondazione ha invece dimensioni 4,55m x 7,20m, considerando 80cm di passaggio su ogni lato, 30cm lo spessore delle pareti e 30cm di sbordo oltre il filo esterno delle pareti.

La superficie totale della fondazione è quindi di 32.8mq.

7.5.2.1. CARICO DA ESPLOSIONE

Massa H2 totale assunta **30 kg**

CALCOLO TNT EQUIVALENTE

Distanza tra sorgente e superficie	R	1,5 m
Peso H2 assunto	W_{exp}	30 kg
Resa dell'esplosione (da 0,01 a 0,1 sec η)		0,01
Calore di detonazione dell'idrogeno	H^d_{exp}	130,8 MJ/kg
Calore di detonazione del TNT	H^d_{TNT}	4,52 MJ/kg
Peso equivalente TNT	W_e	8,7 kg 0,01 ton

STIMA PRESSIONE DI PICCO CON BRASIE & SIMPSON

Distanza tra sorgente e superficie	R	1,5 m
Peso stimato	W	9 kg
Distanza scalata	Z	0,730 m/kg ³

$$\text{Scaled Distance } Z = R/W^{1/3}$$

Pressione di picco	P_{so}	32,39 bar 3238,93 kPa
--------------------	----------	--------------------------

$$P_s = \frac{808 \times \left(1 + \left(\frac{Z}{4.5}\right)^2\right)}{\sqrt{1 + \left(\frac{Z}{0.048}\right)^2} \times \sqrt{1 + \left(\frac{Z}{0.32}\right)^2} \times \sqrt{1 + \left(\frac{Z}{1.35}\right)^2}}$$

Pressione del vento:	q_0	3,36 kPa
----------------------	-------	----------

FORMULAZIONE NEWMARK

Pressione di picco	P_{so}	22,17 bar 2216,70 kPa = kN/mq 321,51 psi
--------------------	----------	--

$$P_{so} = 6784 \frac{W}{R^3} + 93 \sqrt{\frac{W}{R^3}}$$

Pressione del vento:	q_0	1,6 kPa
----------------------	-------	---------

$$q_0 = 2.5 P_{so}^2 / (7 P_0 + P_{so}) = 0.022 P_{so}^2 \quad (\text{psi})$$

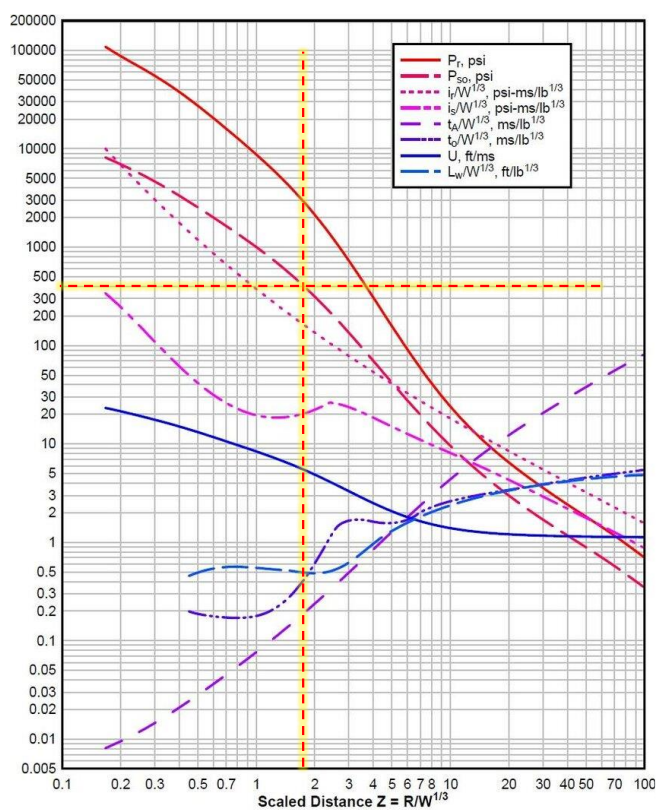
$$\approx 0.0032 P_{so}^2 \quad (\text{kPa})$$

STIMA PRESSIONE DI PICCO CON ABACO DI Kingery-Bulmash

Distanza tra sorgente e superficie	R	[m]	[ft]
		1,5	4,92
Peso stimato	W	[kg]	[lb]
		9	19,14
Distanza scalata	Z	$1,8393 \text{ ft/lb}^3$	
		$1,84E+00 \text{ ft/lb}^3$	

$$\text{Scaled Distance } Z = R/W^{1/3}$$

Pressione di picco	P_{50}	400 psi
		2757,90 kPa
		27,58 bar
Pressione del vento:	q_0	2,43 kPa



Le verifiche in condizione SLU-eccezionale sono state elaborate con una pressione equivalente q_0 pari a 2,5 kPa.

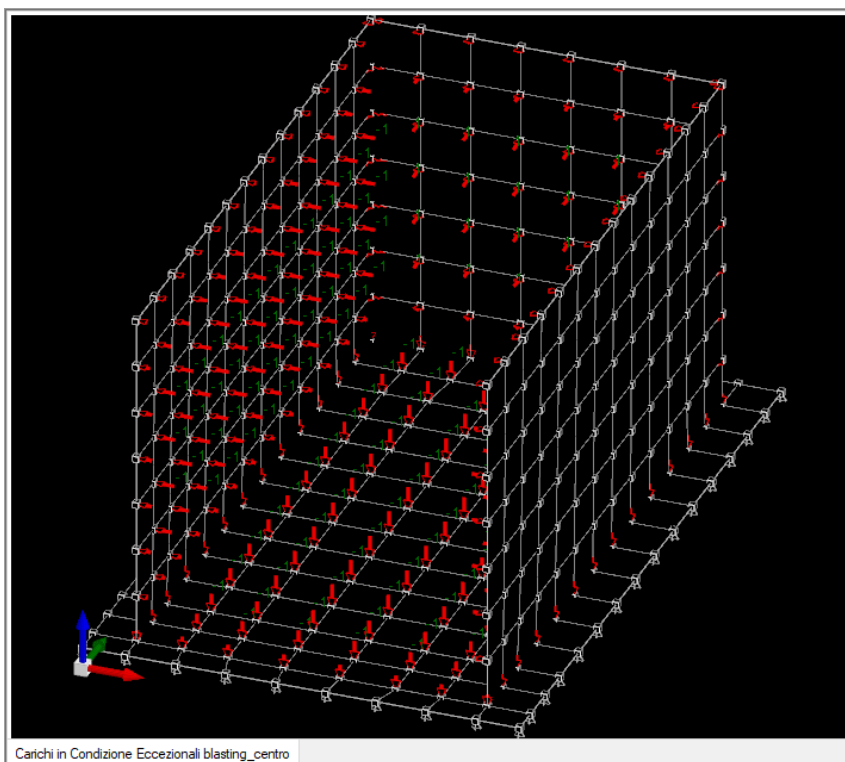


Figura 74 - carichi applicati in condizione Eccezionale (blasting) [kN]

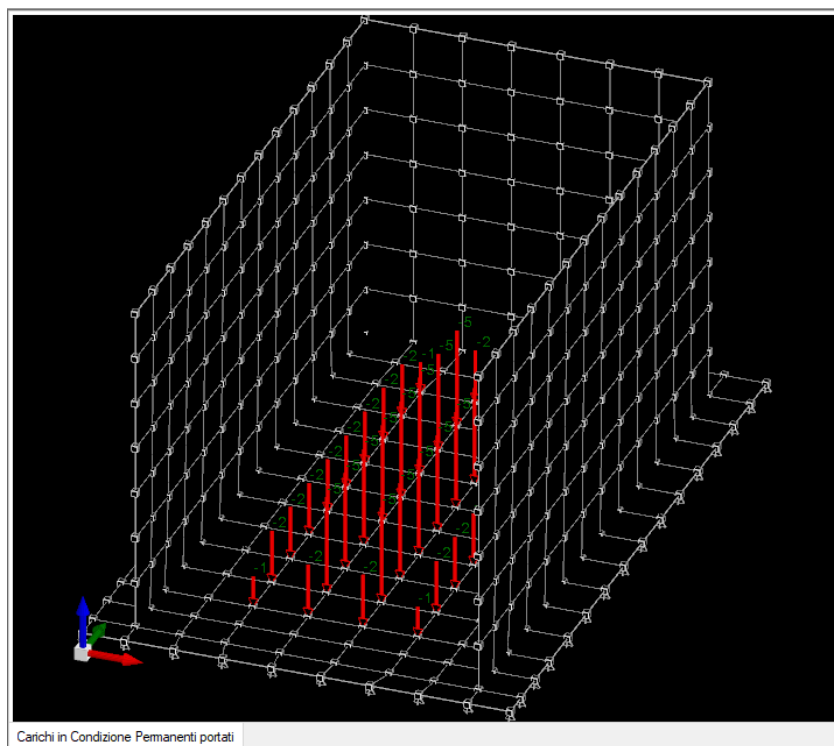


Figura 75 - carichi applicati Permanenti portati (G2) [kN]

7.5.3. COSTANTE DI SOTTOFONDO (WINKLER) - REAZIONE DEL TERRENO

[Foundation Analysis and Design 5th Edition Joseph E. Bowles – pag 504]

The most general form for either a horizontal or lateral modulus of subgrade reaction is

$$k_s = A_s + B_s Z^n \quad (9-10)$$

where A_s = constant for either horizontal or vertical members

B_s = coefficient for depth variation

Z = depth of interest below ground

n = exponent to give k_s the best fit (if load test or other data are available)

$$A_s = C(cN_c s_c + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma) \quad \text{and} \quad B_s Z^1 = C(\gamma N_q s_q) Z^1$$

we obtain a ready means to estimate k_s . In these equations the Terzaghi or Hansen bearing-capacity factors can be used. The C factor is 40 for SI units

L	7,20	[m]	L/B	1,582	[m]
B	4,55	[m]	B'	2,275	[m]
D	0,5	[m]			
Z	0,5	[m]	C [SI]	40	
ϕ'	30,00	[°gradi]			
ϕ'	0,52	[radianti]			
γ	18,00	[kN/m ³]			
c	0,00				

$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45 + \phi/2)$		Fattori di forma	
$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$		$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$	
$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi$		$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$	
		$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$	
		$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$	

Nc	30,14	
Sc	1,39	
Nγ	15,07	
$\Sigma\gamma$	0,75	
Nq	18,40	
Sq	1,36	

As	0	[KN/m ³]
Bs	18083	[KN/m ³]
n	1	
Ks	9041	[KN/m ³]

Figura 31 - calcolo K Winkler BUFFER H2

Per i calcoli strutturali degli elementi in c.a. del BUFFER H2, è adottato un valore di K pari a 9000 KN/m³.

7.5.4. VERIFICHE STRUTTURALI

La struttura è stata calcolata con modello FEM 3D e analisi dinamica lineare con spettro di risposta.

I risultati dell'analisi dinamica sono i seguenti:

Totale masse partecipanti:

Traslazione X: 0.903758

Traslazione Y: 0.839427

Traslazione Z: 0

Rotazione X: 0.997965

Rotazione Y: 0.998819

Rotazione Z: 0.859781

Modo	Periodo	Massa X	Massa Y
1	0.141398744	0.777029708	0
2	0.082053937	0.000000001	0.560083318
3	0.073976129	0.000000001	0.242747294
4	0.055598275	0.000022064	0
5	0.028873991	0.027697289	0
6	0.028288301	0.000000033	0.000041801
7	0.023051119	0.005980902	0
8	0.01528517	0	0.000303571
9	0.014233865	0.000000064	0.000031217
10	0.013448402	0.071238689	0
11	0.011903144	0.000001136	0
12	0.011413226	0	0.000054299
13	0.009674959	0.000000145	0.001179097
14	0.009599228	0.013043608	0.000000001
15	0.008186814	0	0.033168545
16	0.007015147	0.000073457	0.000000001
17	0.006906412	0.000000003	0.000014524
18	0.006574524	0.008272881	0.000000002
19	0.006437867	0.000000023	0.00180346
20	0.005351775	0.000398487	0.000000008

La struttura è stata calcolata con comportamento "non dissipativo" e fattore di comportamento $q=1,5$. Vita nominale 50 anni e classe d'uso III.

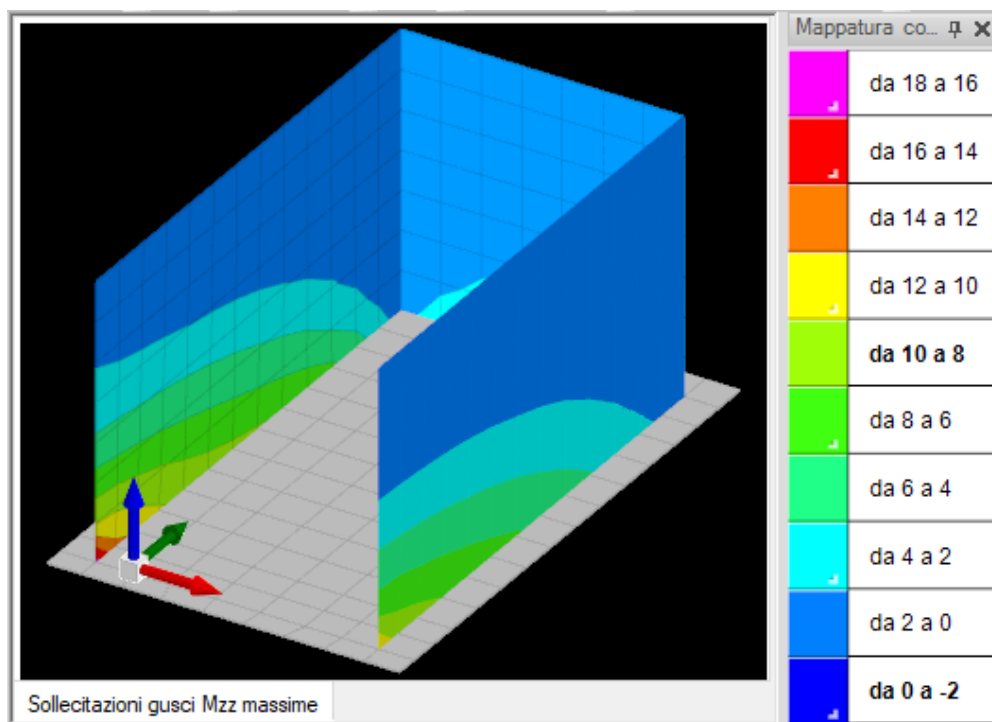


Figura 76: Valori massimi involucro momento Pareti [kN/m*m]

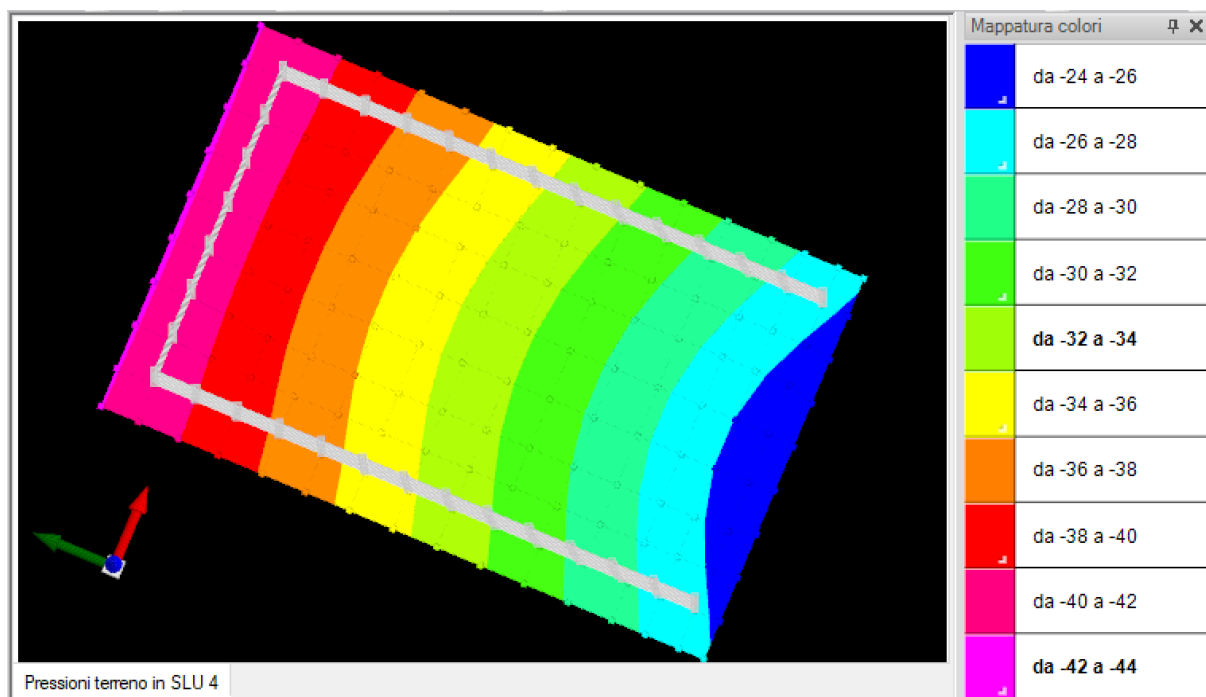


Figura 77: Pressioni terreno SLU 4 (1.3G1 + 1.5G2) [kPa]

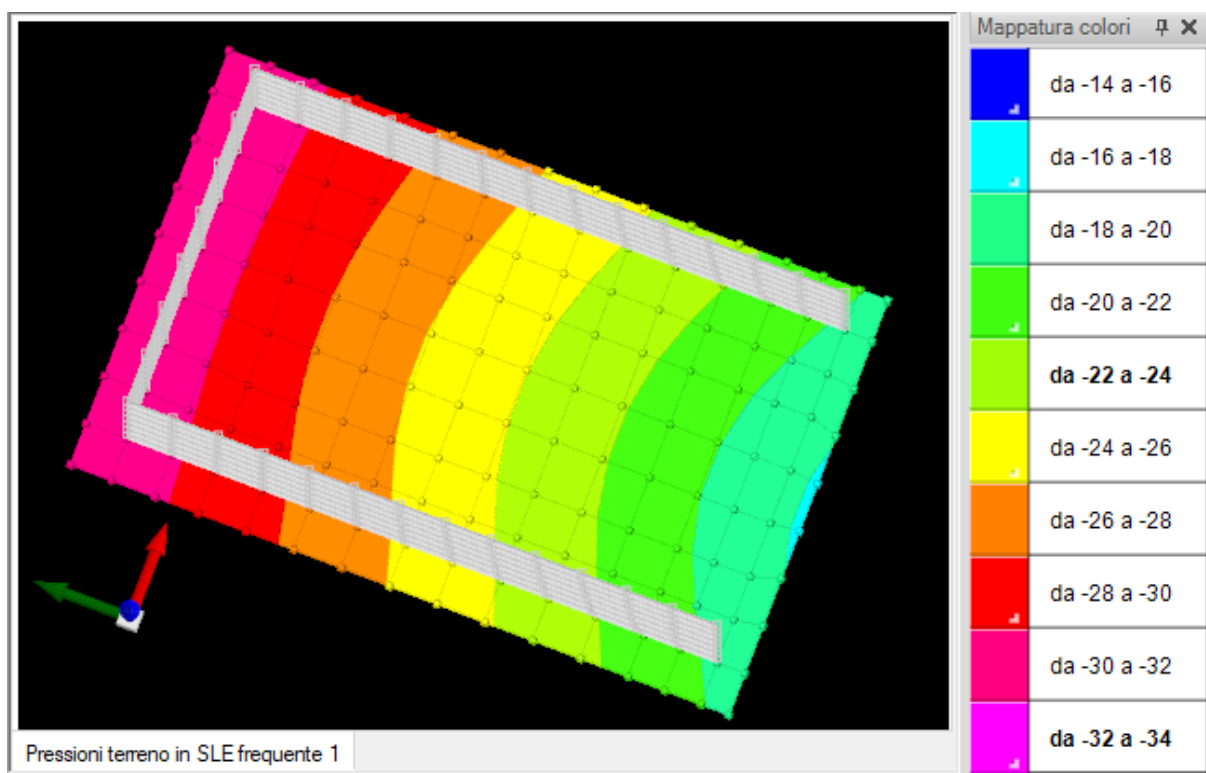


Figura 78 - pressioni terreno SLE freq. (G1+G2) [kPa]

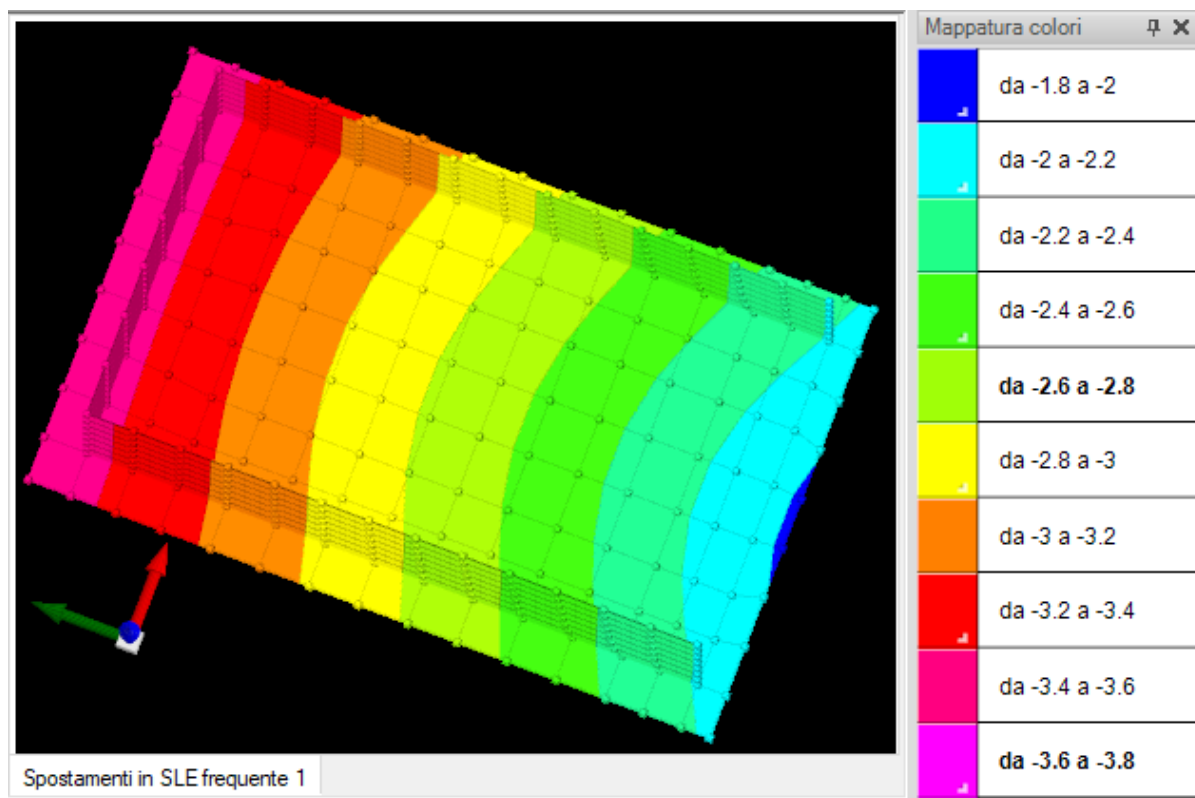


Figura 79 – cedimenti Uz in condizione SLE frequente (G1+G2) [mm]

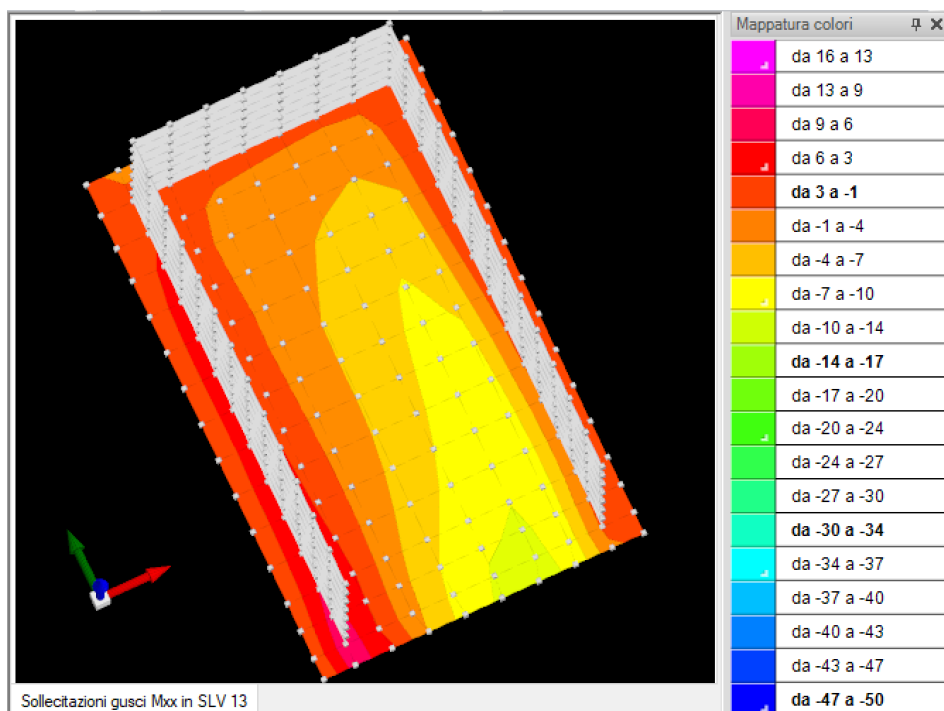


Figura 80: Diagramma momento flettente Mxx, combinazione SLV13 [kNm/m]

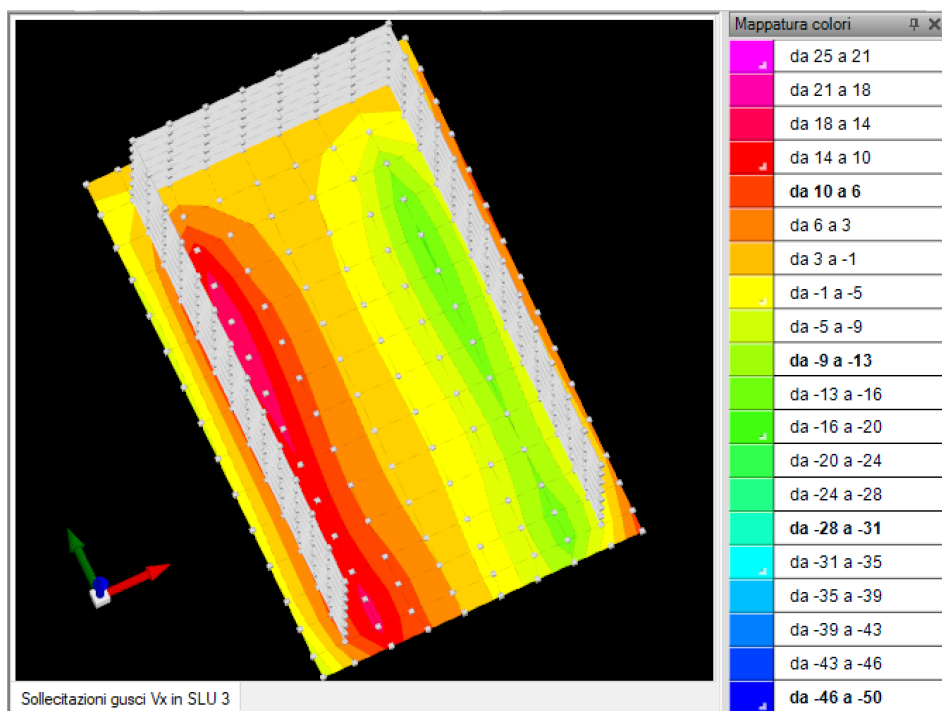


Figura 81: Diagramma taglio Vx, combinazione SLU3 [kN/m]

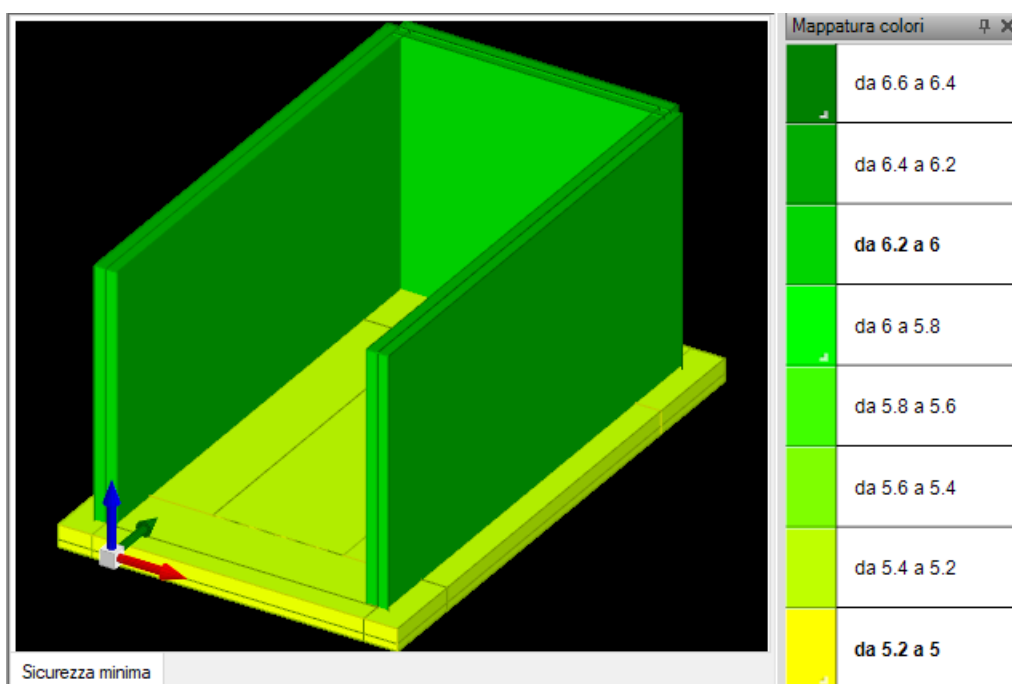


Figura 82: Coefficiente sicurezza minima

Il coeff. sicurezza platea è relativo al taglio e risulta essere pari a 5,37.

Il coeff. sicurezza pareti è relativo alla flessione e risulta essere pari a 6,26.

Elemento con coefficiente di sicurezza minimo: Piastra di fondazione

Combinazione: SLV13

Med = 15,9 kNm

Mrd = 89,42 kNm

Mrd / Med = 5,62

Combinazione: SLU3

Ved = 24.51 kN

Vrd = 131,53 kN

Vrd / Ved = 5.37

La piastra non presenta nodi con apertura delle fessure.

 $\sigma_{cls} = 519 \text{ kPa} < 14940 \text{ kPa} = \sigma_{cls \text{ limite}}$
 $\sigma_{acciaio} = 5289 \text{ kPa} < 360000 = \sigma_{acciaio \text{ limite}}$
ARMATURE
Pareti verticali spessore 30 cm:

- maglia di base Ø 16 passo 25x25 orizzontali e verticali
- n. 9 spilli Ø8 al mq

Platea di fondazione spessore 30 cm:

- maglia di base Ø 16 passo 20x20 orizzontali e verticali, superiori e inferiori.

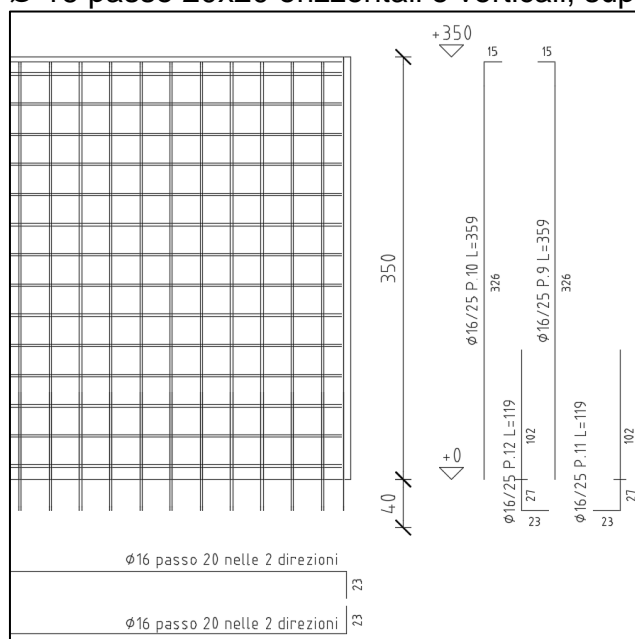
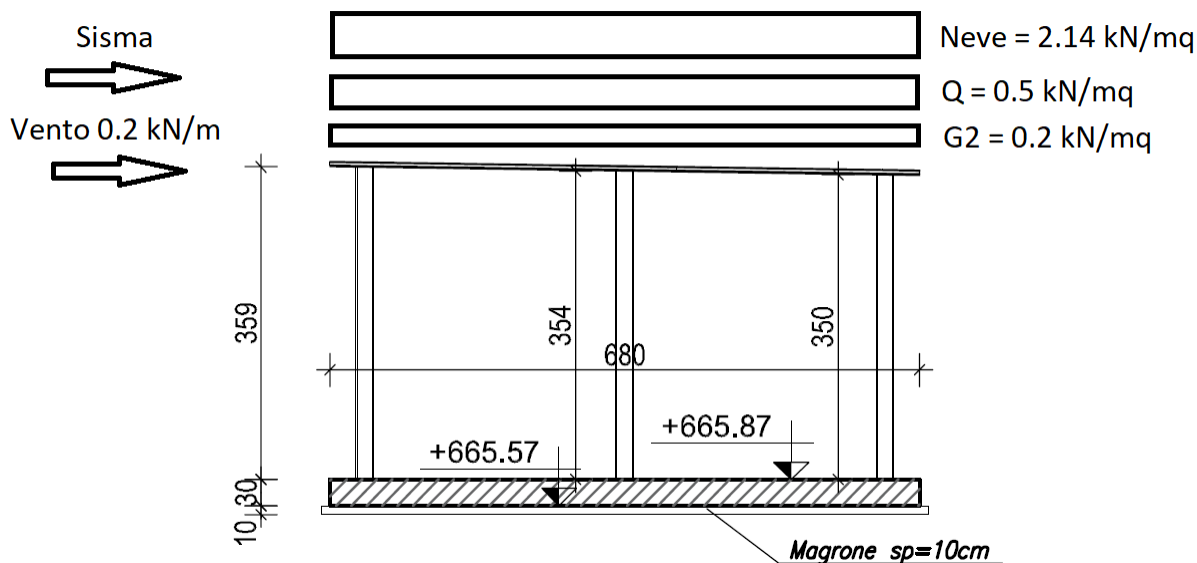


Figura 83 – progetto armature pareti e platea

Le verifiche strutturali, le sollecitazioni, le condizioni di carico e le combinazioni, sono allegate nell'appendice.

7.6. RICOVERO MEZZI

Struttura in acciaio S355. Pilastri incastrati alla base e travi incernierate alle estremità.



Pilastro scatolare 200x200x10	Vincolo Incastro – Libero	Verifica flessione $W_{y\ necessario} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd}}$	f_{yd} 335000 kN/mq M_{Ed} 4 kNm $W_{y\ neces}$ 11.94 cm ³ W_y 253.66 cm ³ VERIFICATO
		Verifica snellezza §4.2.4.1.3 NTC $\lambda = \frac{l_0}{i}$	β 2 L 3.7 m l_0 7.4 m i 7.65 cm λ 96.73 Membratura principale λ_{lim} 200 VERIFICATO

Trave principale HEA200	Vincolo Appoggio – Appoggio	Verifica freccia $f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I}$	qSLE 8.193 kN/m L 3 m E 2,1E+08 kN/mq I 4.25E-05 m ⁴ f _{app-app} 0,097 cm f _{lim 1/250} 1.2 cm VERIFICATO
		Verifica flessione $W_{y\ necessario} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd}}$	f _{yd} 335000 kN/mq M _{Ed} 13 kNm W _{y neces} 38.81 cm ³ W _y 389 cm ³ VERIFICATO
		Verifica snellezza §4.2.4.1.3 NTC $\lambda = \frac{l_0}{i}$	β 1 L 3 m l ₀ 3 m i 8.28 cm λ 36.23 Membratura principale λ _{lim} 200 VERIFICATO
Trave secondaria IPE120	Vincolo Appoggio – Appoggio	Verifica freccia $f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I}$	qSLE 2,73 kN/m L 3 m E 2,1E+08 kN/mq I 3,18E-06 m ⁴ f _{app-app} 0,431 cm f _{lim 1/250} 1.2 cm VERIFICATO
		Verifica flessione $W_{y\ necessario} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd}}$	f _{yd} 335000 kN/mq M _{Ed} 5 kNm W _{y neces} 14.93 cm ³ W _y 389 cm ³ VERIFICATO
		Verifica snellezza §4.2.4.1.3 NTC $\lambda = \frac{l_0}{i}$	β 1 L 3 m l ₀ 3 m i _y 1.45 cm λ 206.9 Membratura principale λ _{lim} 200 NON VERIFICATO

8. VERIFICHE PORTANZA FONDAZIONI

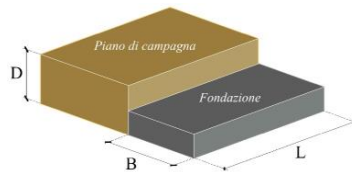
Le verifiche di portanza verticale vengono eseguite secondo la nota formula trinomia di Terzaghi e relativi coefficienti di forma, come di seguito riportato per ogni struttura in progetto. Alla fine viene proposto un riepilogo sintetico e di confronto dei risultati dei modelli numerici performati.

8.1. CARICO LIMITE TERZAGHI_EQ03 BUFFER

Dati geometria della fondazione:

Tipologia: **Quadrata**

B = 4,55 [m]
D = 0,01 [m]
L = 7,20 [m]



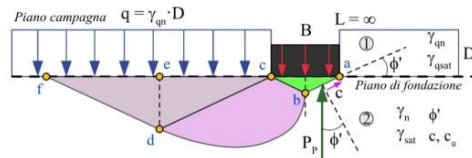
Proprietà dei terreni di fondazione:

1		2		Equivalente		
γ_{qn}	γ_{qsat}	γ_n	γ_{sat}	ϕ'	c	c_u
[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[° gradi]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
18,00	18,00	18,00	18,00	30,00	0,00	0,00

Nessuna riduzione applicata:

30,00	0,00	0,00
-------	------	------

$z_w = 8,00$ [m]
 $z_{inf} = 1,32$ [m]
 $\gamma_R = 2,30$ [-]



Parametri di calcolo per le condizioni drenate:

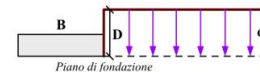
$\gamma_{q(eq)}$	γ_{eq}	ϕ'	c	c_u
[kN/m ³]	[kN/m ³]	[° gradi]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
18,00	18,00	30,00	0,00	0,00

B = larghezza della fondazione
L = lunghezza della fondazione
 γ_{qn} = peso di volume naturale laterale
 γ_{qsat} = peso di volume saturo laterale
 γ_n = peso di volume naturale
 γ_{sat} = peso di volume saturo
 γ_R = fattore di riduzione da normativa
D = profondità del piano di fondazione
 ϕ' = angolo di attrito
c = coesione drenata
 c_u = coesione non drenata
 z_w = profondità della falda
 z_{inf} = profondità d'influenza

Risultati del calcolo

Condizioni drenate

$q = 0,18$ [kPa]
 $q = 0,002$ [kg/cm²]

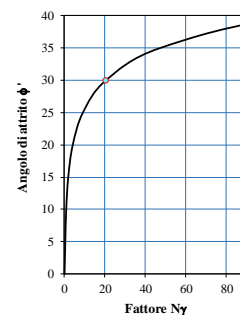
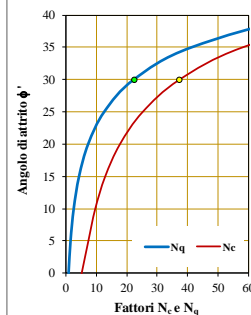


Fattori di capacità portante:

$N_c = 37,16$
 $N_q = 22,46$
 $N_\gamma = 20,42$

Coefficienti di correzione:

$s_c = 1,300$
 $s_\gamma = 0,600$



Carico limite ultimo:

$A_f = 32,76$ [m²]

$q_{lim} = 505,66$ [kPa]
 $q_{lim} = 5,16$ [kg/cm²]
 $Q_{ult} = 16565,49$ kN
 $Q_{ult} = 1689,18$ [Mg o t]
 $R_d = 7202,39$ [kN]
 $R_d = 734,43$ [Mg o t]

8.2. CARICO LIMITE TERZAGHI_EQ11 TANK

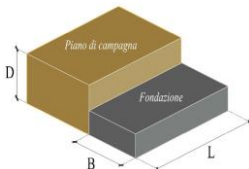
Carico limite ultimo

Fondazione superficiale
Terzaghi (1943)

Dati geometria della fondazione:

Tipologia: **Circolare**

Area = 63,41 [mq]
Diam. = 8,75 [m] (diametro cerchio inscritto)
B = 7,96 [m] (calc. come Radq(Area))
D = 0,01 [m]
L = 7,96 [m] (calc. come Radq(Area))



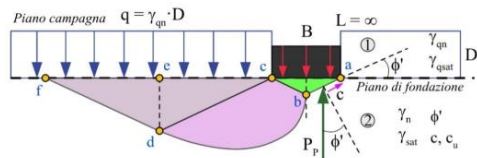
Proprietà dei terreni di fondazione:

1		2		Equivalente		
γ_{qn}	γ_{qsat}	γ_n	γ_{sat}	ϕ'	c	c_u
[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[° gradi]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
18,00	18,00	18,00	18,00	30,00	0,00	0,00

Nessuna riduzione applicata:

30,00	0,00	0,00
-------	------	------

$z_w = 8,00$ [m]
 $z_{inf} = 2,31$ [m]
 $\gamma_R = 2,30$ [-]



Parametri di calcolo per le condizioni drenate:

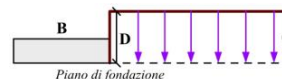
$\gamma_{q(eq)}$	$\gamma_{(eq)}$	ϕ'	c	c_u
[kN/m ³]	[kN/m ³]	[° gradi]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
18,00	18,00	30,00	0,00	0,00

B = larghezza della fondazione
L = lunghezza della fondazione
 γ_{qn} = peso di volume naturale laterale
 γ_{qsat} = peso di volume saturo laterale
 γ_n = peso di volume naturale
 γ_{sat} = peso di volume saturo
 γ_R = fattore di riduzione da normativa
D = profondità del piano di fondazione
 ϕ' = angolo di attrito
c = coesione drenata
 c_u = coesione non drenata
 z_w = profondità della falda
 z_{inf} = profondità d'influenza

Risultati del calcolo

Condizioni drenate

$q = 0,18$ [kPa]
 $q = 0,002$ [kg/cm²]

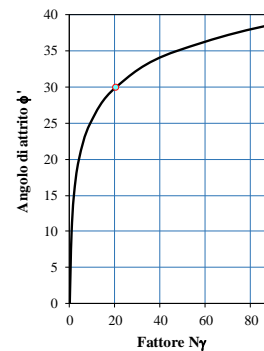
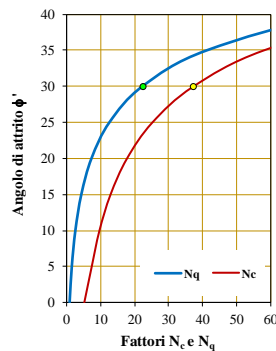


Fattori di capacità portante:

$N_c = 37,16$
 $N_q = 22,46$
 $N_\gamma = 20,42$

Coefficienti di correzione:

$s_c = 1,300$
 $s_\gamma = 0,800$



Carico limite ultimo:

$A_f = 63,41$ [m²]

$q_{lim} = 1174,57$ [kPa]
 $q_{lim} = 11,98$ [kg/cm²]
 $Q_{ult} = 74479,37$ kN
 $Q_{ult} = 7594,66$ [Mg o t]
 $R_d = 32382,34$ [kN]
 $R_d = 3302,03$ [Mg o t]

8.3. CARICO LIMITE TERZAGHI_EQ13 UFFICIO

Carico limite ultimo

Fondazione superficiale
Terzaghi (1943)

Dati geometria della fondazione:

Tipologia: **Nastriforme**

B = 6,00 [m]
D = 0,01 [m]
L = 19,20 [m]



Proprietà dei terreni di fondazione:

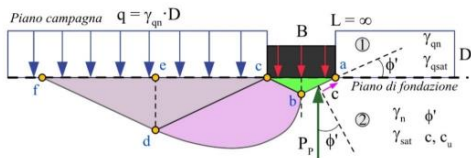
1		2		Equivalente		
γ_{qn}	γ_{qsat}	γ_n	γ_{sat}	ϕ'	c	c_u
[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[° gradi]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
18,00	18,00	18,00	18,00	30,00	0,00	0,00

Nessuna riduzione applicata:

30,00	0,00	0,00
-------	------	------

z_w = 8,00 [m]
 z_{inf} = 1,74 [m]

γ_R = 2,30 [-]



Parametri di calcolo per le condizioni drenate:

$\gamma_{q(eq)}$	$\gamma_{(eq)}$	ϕ'	c	c_u
[kN/m ³]	[kN/m ³]	[° gradi]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
18,00	18,00	30,00	0,00	0,00

B = larghezza della fondazione

L = lunghezza della fondazione

γ_{qn} = peso di volume naturale laterale

γ_{qsat} = peso di volume saturo laterale

γ_n = peso di volume naturale

γ_{sat} = peso di volume saturo

γ_R = fattore di riduzione da normativa

D = profondità del piano di fondazione

ϕ' = angolo di attrito

c = coesione drenata

c_u = coesione non drenata

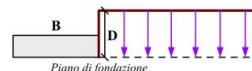
z_w = profondità della falda

z_{inf} = profondità d'influenza

Risultati del calcolo

Condizioni drenate

q = 0,18 [kPa]
 q = 0,002 [kg/cm²]

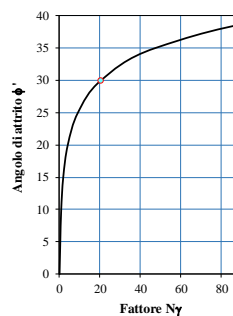
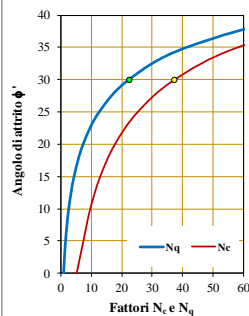


Fattori di capacità portante:

N_c = 37,16
 N_q = 22,46
 N_γ = 20,42

Coefficienti di correzione:

s_c = 1,000
 s_γ = 1,000



Carico limite ultimo:

A_f = 115,20 [m²]

q_{lim} = 1106,50 [kPa]
 q_{lim} = 11,28 [kg/cm²]

Q_{ult} = 127469,23 kN
 Q_{ult} = 12998,04 [Mg o t]

R_d = 55421,41 [kN]

R_d = 5651,32 [Mg o t]

8.4. CARICO LIMITE - TABELLA DI CONFRONTO

Rd: resistenza alla rottura del complesso di progetto. [kN]

Ed: azione di progetto (sforzo normale al piano di posa). [kN]

Rd/Ed: coefficiente di sicurezza alla capacità portante.

Sup: superficie impronta a terra [mq]

Risultati Sismicad (Formulazione Terzaghi):

	Sup. [mp]	Rd:		Ed (da modello FEM):		Rd/Ed
		[kPa]	[KN]	[kPa]	[KN]	
TANK – EQ11	63,41	549	34815	56	3555	9,79
BUFFER – EQ03	32,8	211	6921	34	1099	6,30
UFFICIO – EQ13	156	483	75433	37	5746	13,13

Risultati Excel (Formulazione Terzaghi):

	Sup. [mp]	Rd:		Ed (da modello FEM):		Rd/Ed
		[kPa]	[KN]	[kPa]	[KN]	
TANK – EQ11	63,41	511	32382	56	3555	9,11
BUFFER – EQ03	32,8	220	7202	34	1099	6,55
UFFICIO – EQ13	156,02	465	72567	37	5746	12,63

8.5 VERIFICA PORTANZA

Nel presente paragrafo sono riportate le verifiche di portanza dei restanti equipment, eseguite con il software di calcolo ad elementi finiti.

Tutte le verifiche sono soddisfatte con coefficienti di sicurezza elevati.

Le unità di misura elencate nel capitolo sono in [m, kN, deg] ove non espressamente specificato.

Comb.: combinazione.

ID: indice della verifica di capacità portante.

Fx: componente lungo x del carico. [kN]

Fy: componente lungo y del carico. [kN]

Fz: componente verticale del carico. [kN]

Mx: componente lungo x del momento. [kN*m]

My: componente lungo y del momento. [kN*m]

ix: inclinazione del carico in x. [deg]

iy: inclinazione del carico in y. [deg]

ex: eccentricità del carico in x. [m]

ey: eccentricità del carico in y. [m]

B': larghezza efficace. [m]

L': lunghezza efficace. [m]

Cnd: resistenza valutata per condizione a breve o lungo termine (BT - LT).

C: coesione di progetto. [kN/m²]

Qs: sovraccarico laterale da piano di posa. [kN/m²]

Rd: resistenza alla rottura del complesso di progetto. [kN]

Ed: azione di progetto (sforzo normale al piano di posa). [kN]

Rd/Ed: coefficiente di sicurezza alla capacità portante.

N:

Nq: fattore di capacità portante per il termine di sovraccarico.

Nc: fattore di capacità portante per il termine coesivo.

Ng: fattore di capacità portante per il termine attritivo.

S:

Sq: fattore correttivo di capacità portante per forma (shape), per il termine di sovraccarico.

Sc: fattore correttivo di capacità portante per forma (shape), per il termine coesivo.

Sg: fattore correttivo di capacità portante per forma (shape), per il termine attritivo.

D:

Dq: fattore correttivo di capacità portante per approfondimento (deep), per il termine di sovraccarico.

Dc: fattore correttivo di capacità portante per approfondimento (deep), per il termine coesivo.

Dg: fattore correttivo di capacità portante per approfondimento (deep), per il termine attritivo.

I:

Iq: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione del carico, per il termine di sovraccarico.

Ic: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione del carico, per il termine coesivo.

Ig: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione del carico, per il termine attritivo.

B:

Bq: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione della base, per il termine di sovraccarico.

Bc: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione della base, per il termine coesivo.

Bg: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione della base, per il termine attritivo.

G:

Gq: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione del pendio, per il termine di sovraccarico.

Gc: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione del pendio, per il termine coesivo.

Gg: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione del pendio, per il termine attritivo.

P:

Pq: fattore correttivo di capacità portante per punzonamento, per il termine di sovraccarico.

Pc: fattore correttivo di capacità portante per punzonamento, per il termine coesivo.

Pg: fattore correttivo di capacità portante per punzonamento, per il termine attritivo.

E:

Eq: fattore correttivo di capacità portante per sisma (earthquake), per il termine di sovraccarico.

Ec: fattore correttivo di capacità portante per sisma (earthquake), per il termine coesivo.

Eg: fattore correttivo di capacità portante per sisma (earthquake), per il termine attritivo.

8.5.1 EQ02 – ELETTROLIZZATORE

Coefficiente di sicurezza minimo per portanza 269.44

ID	Comb.	Fx	Fy	Fz	Mx	My	ix	iy	ex	ey	B'	L'	Cnd	C	Phi	Qs	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
1	SLU 8	0	0	7396.89	7638.0099	1058.3619	0	0	0.14	1.03	15.71	31.33	LT	0	38	0	2.3	1993051.79	7396.89	269.44	Si

8.5.2 EQ04 – COMPRESSORE

Coefficiente di sicurezza minimo per portanza 18.94

ID	Comb.	Fx	Fy	Fz	Mx	My	ix	iy	ex	ey	B'	L'	Cnd	C	Phi	Qs	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
1	SLU 4	0	0	-	-0.0001	-	0	0	-	0	6.26	20.4	LT	0	31	0	2.3	68799.38	3633.25	18.94	Si
2	SLV 1	-	-	3633.25	58.5939	1886.0161	-2	0	0.52	0.02	6.05	20.36	LT	0	31	0	2.3	62948.43	2714.72	23.19	Si
3	SLD 1	88.39	23.53	2714.72	31.6139	-1695.092	-1	0	0.62	0.01	6.13	20.38	LT	0	31	0	2.3	65202.59	2715.89	24.01	Si

8.5.3 EQ05 – STORAGE

Coefficiente di sicurezza minimo per portanza 26.49

ID	Comb.	Fx	Fy	Fz	Mx	My	ix	iy	ex	ey	B'	L'	Cnd	C	Phi	Qs	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
1	SLU 4	0	0	-	0.0112	-	0	0	-	0	14.19	29.3	LT	0	31	0	2.3	432165.38	16312.17	26.49	Si

8.5.4 EQ09 – BAIA DI CARICO

Coefficiente di sicurezza minimo per portanza 18.78

ID	Comb.	Fx	Fy	Fz	Mx	My	ix	iy	ex	ey	B'	L'	Cnd	C	Phi	Qs	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
1	SLU EX 1	0	0	5759.79	-5.3795	23.6566	0	0	0	0	6.1	14.99	LT	0	31	0	1	108179.88	5759.79	18.78	Si

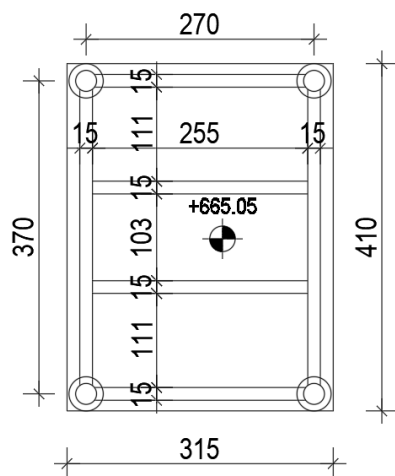
8.6 VERIFICA CARICO LIMITE TERZAGHI PREFABBRICATI

Si riportano ora le verifiche di portanza relative alle fondazioni degli elementi prefabbricati.

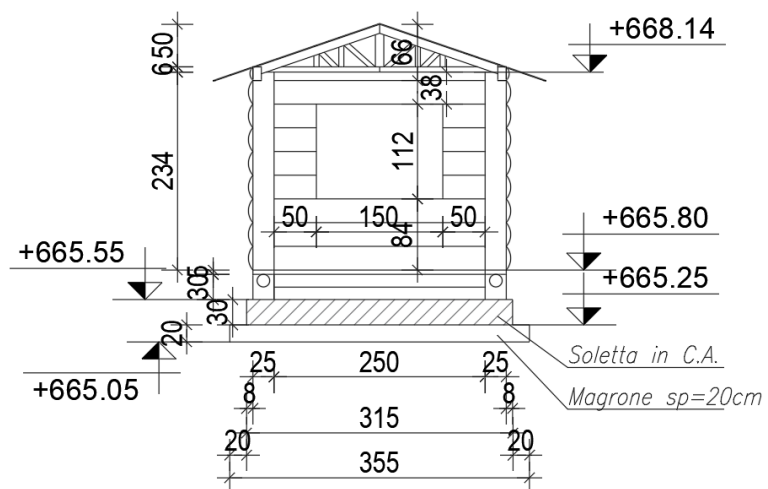
8.6.1 FABBRICATO CHECK-IN

Nel presente paragrafo si riporta la verifica del carico della fondazione a piastra del fabbricato check-in.

PIANTA FONDAZIONE



SEZIONE TRASVERSALE



8.6.1.1 PESO PROPRIO, CARICHI PERMANENTI E CARICHI IN ESERCIZIO

Peso proprio piastra di fondazione G_1 : $25 \frac{kN}{m^3} \cdot 3.15m \cdot 4.1m \cdot 0.3m = 96.86 kN$

Si assume il peso proprio del prefabbricato in legno G_2 : $15 kN$

Carico variabile Cat. B2 Uffici aperti al pubblico Q : $3 \frac{kN}{m^2} \cdot 2.7m \cdot 3.7m = 29.97 kN$

Azione SLU: $E_d = 1.3 \cdot G_1 + 1.5 \cdot G_2 + 1.5 \cdot Q = 193.38 kN$

Carico limite: $R_d = 3272 kN$

$$\frac{E_d}{R_d} = 0.06 < 1 \quad \text{VERIFICATO}$$

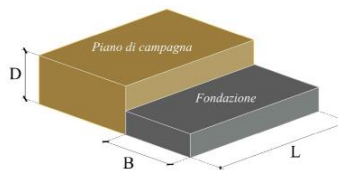
Carico limite ultimo

Fondazione superficiale
Terzaghi (1943)

Dati geometria della fondazione:

Tipologia: **Nastriforme**

B = 3,15 [m]
D = 0,01 [m]
L = 4,10 [m]



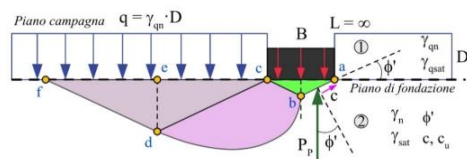
Proprietà dei terreni di fondazione:

1		2		Equivalente		
γ_{qn}	γ_{qsat}	γ_n	γ_{sat}	ϕ'	c	c_u
[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[°gradi]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
18,00	18,00	18,00	18,00	30,00	0,00	0,00

Nessuna riduzione applicata:

30,00	0,00	0,00
-------	------	------

$z_w = 8,00$ [m]
 $z_{inf} = 0,92$ [m]
 $\gamma_R = 2,30$ [-]



Parametri di calcolo per le condizioni drenate:

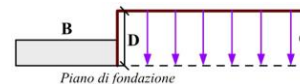
$\gamma_{q(eq)}$	γ_{eq}	ϕ'	c	c_u
[kN/m ³]	[kN/m ³]	[°gradi]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
18,00	18,00	30,00	0,00	0,00

B = larghezza della fondazione
L = lunghezza della fondazione
 γ_{qn} = peso di volume naturale laterale
 γ_{qsat} = peso di volume saturo laterale
 γ_n = peso di volume naturale
 γ_{sat} = peso di volume saturo
 γ_R = fattore di riduzione da normativa
D = profondità del piano di fondazione
 ϕ' = angolo di attrito
c = coesione drenata
 c_u = coesione non drenata
 z_w = profondità della falda
 z_{inf} = profondità d'influenza

Risultati del calcolo

Condizioni drenate

q = 0,18 [kPa]
q = 0,002 [kg/cm²]

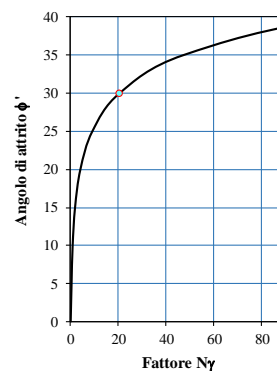
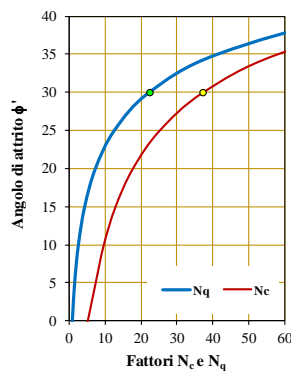


Fattori di capacità portante:

$N_c = 37,16$
 $N_q = 22,46$
 $N_\gamma = 20,42$

Coefficienti di correzione:

$s_c = 1,000$
 $s_\gamma = 1,000$



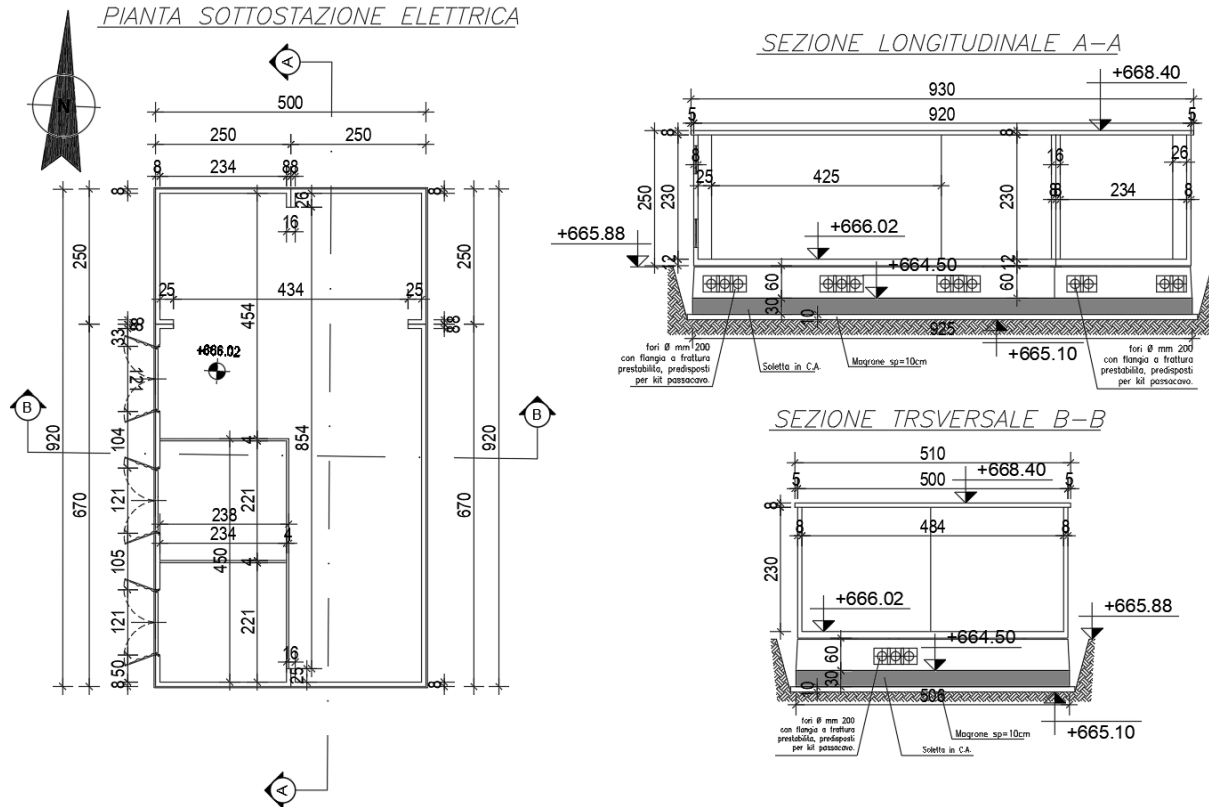
Carico limite ultimo:

$A_f = 12,92$ [m²]

$q_{lim} = 582,83$ [kPa]
 $q_{lim} = 5,94$ [kg/cm²]
 $Q_{ult} = 7527,31$ kN
 $Q_{ult} = 767,56$ [Mg o t]
 $R_d = 3272,74$ [kN]
 $R_d = 333,72$ [Mg o t]

8.6.2 FABBRICATO SOTTOSTAZIONE ELETTRICA

Nel presente paragrafo si riporta la verifica del carico della fondazione a piastra del fabbricato sottostazione elettrica.



8.6.2.1 PESO PROPRIO, CARICHI PERMANENTI E CARICHI IN ESERCIZIO

Peso proprio piastra di fondazione G1: $25 \frac{kN}{m^3} \cdot 5.06m \cdot 9.25m \cdot 0.3m = 315.04 kN$

Si assume il peso dell'involucro Metal Sub-Station G2: $35 kN$

Carico variabile Cat. E Ambienti ad uso industriale Q: $6 \frac{kN}{m^2} \cdot 5m \cdot 9.2m = 276 kN$

Azione SLU: $E_d = 1.3 \cdot G_1 + 1.5 \cdot G_2 + 1.5 \cdot Q = 876.05 kN$

Carico limite: $R_d = 18455.20 kN$

$$\frac{E_d}{R_d} = 0.05 < 1 \quad \text{VERIFICATO}$$

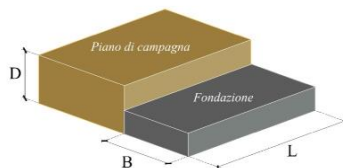
Carico limite ultimo

Fondazione superficiale
Terzaghi (1943)

Dati geometria della fondazione:

Tipologia: **Nastriforme**

B = 5,00 [m]
D = 0,01 [m]
L = 9,20 [m]



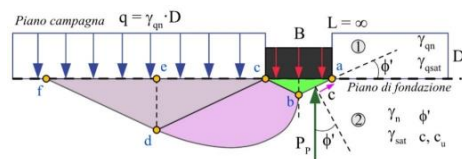
Proprietà dei terreni di fondazione:

1	2	Equivalente		
γ_{qn}	γ_{qsat}	γ_n	γ_{sat}	ϕ'
[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[°gradi]
18,00	18,00	18,00	18,00	30,00
				c
				[kN/m ²]
				c_u
				[kN/m ²]
				0,00

Nessuna riduzione applicata:

30,00	0,00	0,00
-------	------	------

$z_w = 8,00$ [m]
 $z_{inf} = 1,45$ [m]
 $\gamma_R = 2,30$ [-]



Parametri di calcolo per le condizioni drenate:

$\gamma_{q(eq)}$	γ_{eq}	ϕ'	c	c_u
[kN/m ³]	[kN/m ³]	[°gradi]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
18,00	18,00	30,00	0,00	0,00

B = larghezza della fondazione

L = lunghezza della fondazione

γ_{qn} = peso di volume naturale laterale

γ_{qsat} = peso di volume saturo laterale

γ_n = peso di volume naturale

γ_{sat} = peso di volume saturo

γ_R = fattore di riduzione da normativa

D = profondità del piano di fondazione

ϕ' = angolo di attrito

c = coesione drenata

c_u = coesione non drenata

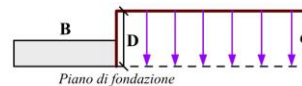
z_w = profondità della falda

z_{inf} = profondità d'influenza

Risultati del calcolo

Condizioni drenate

$q = 0,18$ [kPa]
 $q = 0,002$ [kg/cm²]

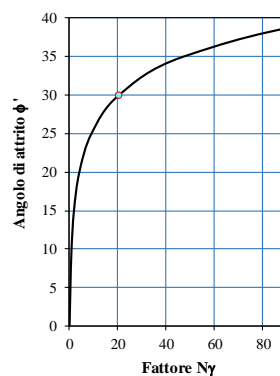
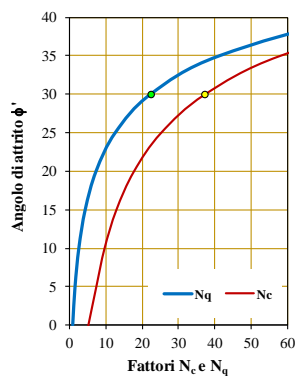


Fattori di capacità portante:

$N_c = 37,16$
 $N_q = 22,46$
 $N_\gamma = 20,42$

Coefficienti di correzione:

$s_c = 1,000$
 $s_\gamma = 1,000$



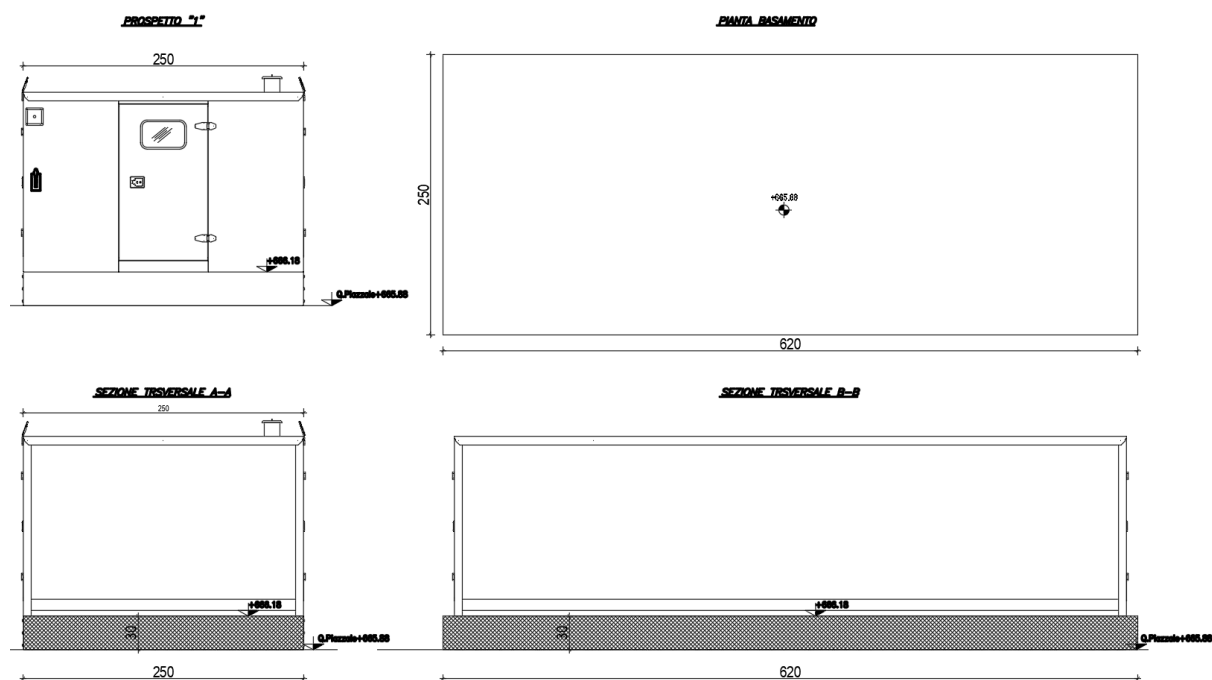
Carico limite ultimo:

$A_f = 46,00$ [m²]

$q_{lim} = 922,76$ [kPa] $Q_{ult} = 42446,97$ kN $R_d = 18455,20$ [kN]
 $q_{lim} = 9,41$ [kg/cm²] $Q_{ult} = 4328,32$ [Mg o t] $R_d = 1881,88$ [Mg o t]

8.6.3 FABBRICATO GRUPPO ELETTROGENO

Nel presente paragrafo si riporta la verifica del carico della fondazione a piastra del fabbricato gruppo elettrogeno.



8.6.3.1 PESO PROPRIO, CARICHI PERMANENTI E CARICHI IN ESERCIZIO

WBS	DESCRIZIONE		DIMENSIONI EQUIPMENT				PESI	
		TIPO	DI (mm)	L (mm)	P (mm)	H (mm)	PESO (kg, VUOTO)	PESO (kg, MAX)
EQ12a (skid)	GRUPPO ELETTROGENO	200 kW		3.430	1.220	2.080	2.245	2.495

Peso proprio piastra di fondazione G1: $25 \frac{kN}{m^3} \cdot 2.5m \cdot 6.2m \cdot 0.3m = 387.5 kN$

Si assume il peso proprio del prefabbricato G2: 20 kN

Si assume il peso del equipment EQ12a G2: 25 kN

Azione SLU: $E_d = 1.3 \cdot G_1 + 1.5 \cdot G_2 = 571.25 kN$

Carico limite: $R_d = 3122.92 kN$

$$\frac{E_d}{R_d} = 0.18 < 1 \quad \text{VERIFICATO}$$

Carico limite ultimo

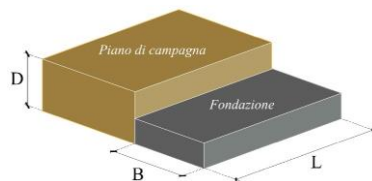
Fondazione superficiale

Terzaghi (1943)

Dati geometria della fondazione:

Tipologia: **Nastriforme**

B = 2,50 [m]
D = 0,01 [m]
L = 6,20 [m]



Risultati del calcolo

Condizioni drenate

Proprietà dei terreni di fondazione:

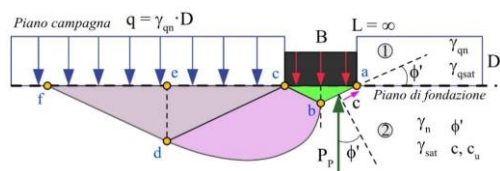
1		2		Equivalente		
γ_{qn}	γ_{qsat}	γ_n	γ_{sat}	ϕ'	c	c_u
[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[° gradi]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
18,00	18,00	18,00	18,00	30,00	0,00	0,00

Nessuna riduzione applicata:

30,00	0,00	0,00
-------	------	------

$z_w = 8,00$ [m]
 $z_{inf} = 0,73$ [m]

$\gamma_R = 2,30$ [-]



Parametri di calcolo per le condizioni drenate:

$\gamma_{q(eq)}$	γ_{eq}	ϕ'	c	c_u
[kN/m ³]	[kN/m ³]	[° gradi]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
18,00	18,00	30,00	0,00	0,00

B = larghezza della fondazione

L = lunghezza della fondazione

γ_{qn} = peso di volume naturale laterale

γ_{qsat} = peso di volume saturo laterale

γ_n = peso di volume naturale

γ_{sat} = peso di volume saturo

γ_R = fattore di riduzione da normativa

D = profondità del piano di fondazione

ϕ' = angolo di attrito

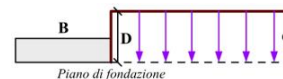
c = coesione drenata

c_u = coesione non drenata

z_w = profondità della falda

z_{inf} = profondità d'influenza

$q = 0,18$ [kPa]
 $q = 0,002$ [kg/cm²]

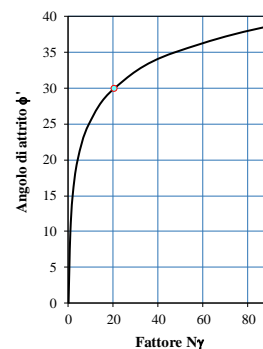
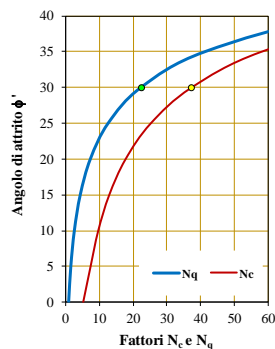


Fattori di capacità portante:

$N_c = 37,16$
 $N_q = 22,46$
 $N_\gamma = 20,42$

Coefficienti di correzione:

$s_c = 1,000$
 $s_\gamma = 1,000$



Carico limite ultimo:

$A_f = 15,50$ [m²]

$q_{lim} = 463,40$ [kPa]
 $q_{lim} = 4,73$ [kg/cm²]

$Q_{ult} = 7182,72$ kN
 $Q_{ult} = 732,42$ [Mg o t]

$R_d = 3122,92$ [kN]

$R_d = 318,44$ [Mg o t]

8.7 VERIFICHE DI SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA

Nel presente paragrafo sono riportate le verifiche a scorrimento dei corpi di fabbrica.
 Le unità di misura elencate nel capitolo sono in [m, kN, deg] ove non espressamente specificato. Significato dei simboli utilizzati:

Comb.: combinazione.

Fh: componente orizzontale del carico. [kN]

Fv: componente verticale del carico. [kN]

Cnd: resistenza valutata a breve o lungo termine (BT - LT).

Ad: adesione di progetto. [kN/m²]

Phi: angolo di attrito di progetto. [deg]

RPI: resistenza passiva laterale unitaria di progetto. [kN/m]

γR: coefficiente parziale sulla resistenza di progetto.

Rd: resistenza alla traslazione di progetto. [kN]

Ed: azione di progetto. [kN]

Rd/Ed: coefficiente di sicurezza allo scorrimento.

8.7.1 EQ03 - BUFFER

Coefficiente di sicurezza minimo per scorrimento 6.85

Comb.	Fh	Fv	Cnd	Ad	Phi	RPI	γR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
SLU EX 1	22.81	-883.81	LT	0	28	0	1	469.93	22.81	20.6	Si
SLV 13	58.2	-824.96	LT	0	28	0	1.1	398.76	58.2	6.85	Si

8.7.2 EQ11 - TANK

Coefficiente di sicurezza minimo per scorrimento 1.9

Comb.	Fh	Fv	Cnd	Ad	Phi	RPI	γR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
SLU EX 1	567	-2307.51	LT	0	25	0	1	1076.01	567	1.9	Si

8.7.3 EQ13 - STRUTTURA

Coefficiente di sicurezza minimo per scorrimento 6.52

Comb.	Fh	Fv	Cnd	Ad	Phi	RPI	γR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
SLU 2	0	-3928.08	LT	0	25	0	1.1	1665.18	0	460813.26	Si
SLV 3	247.23	-3802.51	LT	0	25	0	1.1	1611.95	247.23	6.52	Si

8.7.4 EQ04 - COMPRESSORE

Coefficiente di sicurezza minimo per scorrimento 12.58

Comb.	Fh	Fv	Cnd	Ad	Phi	RPI	γR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
SLU EX 1	29.25	-2717.27	LT	0	25	0	1	1267.08	29.25	43.32	Si
SLV 1	91.47	-2714.72	LT	0	25	0	1.1	1150.81	91.47	12.58	Si

8.7.5 EQ02 – ELETTROLIZZATORE

L'azione orizzontale viene determinata in funzione della massa totale (strutture portate + fondazione) e dell'ordinata massima dello spettro sismico.

Peso proprio struttura G1: 4023.6 kN

Carico portato G2: 754.02 kN

Carico variabile Cat.E Q: 678.80 kN

Si considera la combinazione sismica [2.5.5 NTC18]:

$$V = G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{k1} = 4023.6 \text{ kN} + 754.02 \text{ kN} + 0.8 \cdot 678.80 \text{ kN} = 5320.66 \text{ kN}$$

Come accelerazione massima al sito si considera il valore dello spettro relativo allo stato limite SLV:

$$S_d(T_C) = 0.186g$$

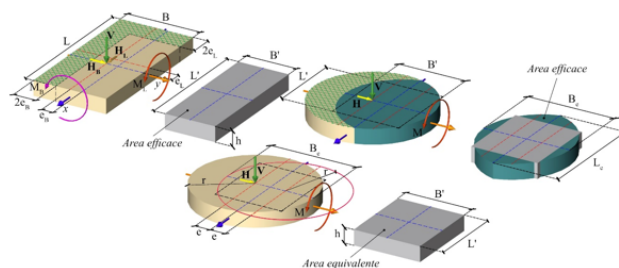
Non si tiene conto del coefficiente di riduzione dell'accelerazione orizzontale massima k_h e dell'adesione c_a . Si considera un angolo di attrito terreno-fondazione:

$$\delta = 0.9\phi = 0.9 \cdot 27^\circ = 24.3^\circ$$

Verifica a scorrimento sul piano di posa

Fondazione superficiale
Approccio 2 NTC 2018 (A1+M1+R3)

Geometria della fondazione:	Trave: no
B = larghezza, L = lunghezza	B = 16,00 [m] L = 33,40 [m]
Azioni di progetto:	V = 5320,66 [kN]
V = carico normale	M _B = 0,00 [kN·m] H _B = 0,00 [kN]
H = azione tangenziale	M _L = 0,00 [kN·m] H _L = 0,00 [kN]
M = momento	e _B = 0,000 [m] e _L = 0,000 [m]
e = eccentricità	
B _R e L _R = dimensioni efficaci	B _R = 16,00 [m] L _R = 33,40 [m]
B' e L' = dimensioni equivalenti	B' = 16,00 [m] L' = 33,40 [m]



Azione sismica: **si** a_{max} = 0,1860 [g] k_h = 0,000 [-]

Parametri del terreno: δ o φ'_{cv} = 24,30 [°gradi] c_a = 0,00 [Pa]

[R3] γ_R = 1,10 [-]

Condizioni drenate: R_d = 2183,97 [N] H/R_d = 0,520 [-]

Verifica se $H/R_d < 1$ = Soddisfatta

8.7.6 EQ05 – STORAGE

L'azione orizzontale viene determinata in funzione della massa totale e dell'ordinata massima dello spettro sismico.

Peso proprio struttura G1: 8382.9 kN

Carico portato G2: 3609.6 kN

Si considera la combinazione sismica [2.5.5 NTC18]:

$$V = G_1 + G_2 = 11992.50 \text{ kN}$$

Come accelerazione massima al sito si considera il valore dello spettro relativo allo stato limite SLV:

$$S_d(T_C) = 0.186g$$

Non si tiene conto del coefficiente di riduzione dell'accelerazione orizzontale massima k_h e dell'adesione c_a . Si considera un angolo di attrito terreno-fondazione:

$$\delta = 0.9\phi = 0.9 \cdot 27^\circ = 24.3^\circ$$

Verifica a scorrimento sul piano di posa

Fondazione superficiale

Approccio 2 NTC 2018 (A1+M1+R3)

Geometria della fondazione:	Trave: no
B = larghezza, L = lunghezza	B = 15,00 [m] L = 29,30 [m]
Azioni di progetto:	V = 11992,50 [kN]
V = carico normale	M _B = 0,00 [kN·m] H _B = 0,00 [kN]
H = azione tangenziale	M _L = 0,00 [kN·m] H _L = 0,00 [kN]
M = momento	e _B = 0,000 [m] e _L = 0,000 [m]
e = eccentricità	
B _R e L _R = dimensioni efficaci	B _R = 15,00 [m] L _R = 29,30 [m]
B' e L' = dimensioni equivalenti	B' = 15,00 [m] L' = 29,30 [m]

Azione sismica:	si	a _{max} = 0,1860 [g]	k _b = 0,000 [-]
Parametri del terreno:	δ o φ' _{cv} = 24,30 [° gradi]	c _a = 0,00 [Pa]	
	[R3]	γ _R = 1,10 [-]	
Condizioni drenate:	R _d = 4922,56 [N]	H/R _d = 0,520 [-]	

Verifica se $H/R_d < 1$ = Soddisfatta

8.7.7 EQ09 – BAIA DI CARICO

L'azione orizzontale viene determinata in funzione della massa totale e dell'ordinata massima dello spettro sismico.

Peso proprio struttura G1: 1859.94 kN

Carico portato G2: 0 kN

Carico variabile Cat.E Q: 558.46 kN

Si considera la combinazione sismica [2.5.5 NTC18] con $\psi_{21} = 0.8$:

$$V = G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{k1} = 2306.71 \text{ kN}$$

Come accelerazione massima al sito si considera il valore dello spettro relativo allo stato limite SLV: $S_d(T_c) = 0.186g$

Non si tiene conto del coefficiente di riduzione dell'accelerazione orizzontale massima k_h e dell'adesione c_a . Si considera un angolo di attrito terreno-fondazione: $\delta = 24.3^\circ$

Verifica a scorrimento sul piano di posa

Fondazione superficiale

Approccio 2 NTC 2018 (A1+M1+R3)

Geometria della fondazione:

Trave: **no**

B = larghezza, L = lunghezza

B = 6,10 [m]

L = 15,00 [m]

Azioni di progetto:

V = 2306,71 [kN]

M_B = 0,00 [kN·m]

H_B = 0,00 [kN]

M_L = 0,00 [kN·m]

H_L = 0,00 [kN]

V = carico normale

H = azione tangenziale

M = momento

e = eccentricità

e_B = 0,000 [m]

e_L = 0,000 [m]

B_R e L_R = dimensioni efficaci

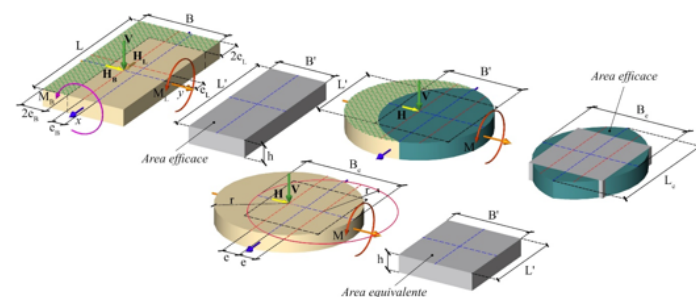
B_R = 6,10 [m]

L_R = 15,00 [m]

B' e L' = dimensioni equivalenti

B' = 6,10 [m]

L' = 15,00 [m]



Azione sismica:

si

a_{max} = 0,1860 [g]

k_h = 0,000 [-]

Parametri del terreno:

δ o ϕ'_{cv} = 24,30 [°gradi]

c_a = 0,00 [Pa]

[R3]

γ_R = 1,10 [-]

Condizioni drenate:

R_d = 4922,56 [N]

H/R_d = 0,520 [-]

Verifica se $H/R_d < 1$ = Soddisfatta

8.7.8 FABBRICATO CHECK-IN

L'azione orizzontale viene determinata in funzione della massa totale e dell'ordinata massima dello spettro sismico.

Peso proprio struttura G1: 96.86 kN

Carico portato G2: 15 kN

Carico variabile Cat.B2 Q: 29.97 kN

Si considera la combinazione sismica [2.5.5 NTC18] con $\psi_{21} = 0.3$:

$$V = G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{k1} = 120.85 \text{ kN}$$

Come accelerazione massima al sito si considera il valore dello spettro relativo allo stato limite SLV: $S_d(T_c) = 0.186g$

Non si tiene conto del coefficiente di riduzione dell'accelerazione orizzontale massima k_h e dell'adesione c_a . Si considera un angolo di attrito terreno-fondazione: $\delta = 24.3^\circ$.

Verifica a scorrimento sul piano di posa

Fondazione superficiale

Approccio 2 NTC 2018 (A1+M1+R3)

Geometria della fondazione:

Trave: **no**

B = larghezza, L = lunghezza

B = 3,15 [m]

L = 4,10 [m]

Azioni di progetto:

V = 120,85 [kN]

M_B = 0,00 [kN·m]

H_B = 0,00 [kN]

V = carico normale

M_L = 0,00 [kN·m]

H_L = 0,00 [kN]

H = azione tangenziale

M = momento

e_B = 0,000 [m]

e_L = 0,000 [m]

e = eccentricità

B_R e L_R = dimensioni efficaci

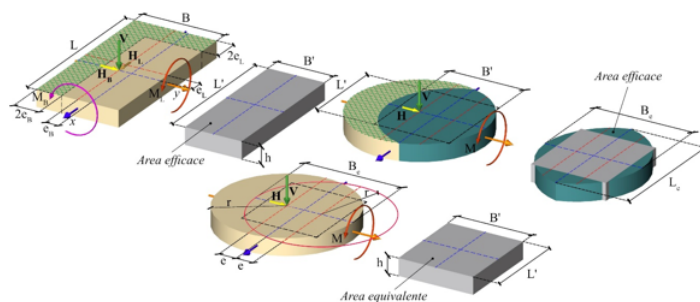
B_R = 3,15 [m]

L_R = 4,10 [m]

B' e L' = dimensioni equivalenti

B' = 3,15 [m]

L' = 4,10 [m]



Azione sismica:

si

a_{max} = 0,1860 [g]

k_h = 0,000 [-]

Parametri del terreno:

δ o φ'_{cv} = 24,30 [° gradi]

c_a = 0,00 [Pa]

[R3]

γ_R = 1,10 [-]

Condizioni drenate:

R_d = 49,61 [N]

H/R_d = 0,520 [-]

Verifica se H/R_d < 1 = Soddisfatta

8.7.9 SOTTOSTAZIONE ELETTRICA

L'azione orizzontale viene determinata in funzione della massa totale e dell'ordinata massima dello spettro sismico.

Peso proprio struttura G1: 315.04 kN

Carico portato G2: 35 kN

Carico variabile Cat.E Q: 276 kN

Si considera la combinazione sismica [2.5.5 NTC18] con $\psi_{21} = 0.8$:

$$V = G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{k1} = 570.84 \text{ kN}$$

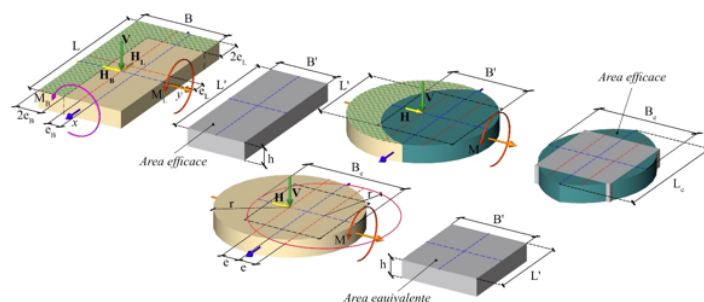
Come accelerazione massima al sito si considera il valore dello spettro relativo allo stato limite SLV: $S_d(T_c) = 0.186g$

Non si tiene conto del coefficiente di riduzione dell'accelerazione orizzontale massima k_h e dell'adesione c_a . Si considera un angolo di attrito terreno-fondazione: $\delta = 24.3^\circ$.

Verifica a scorrimento sul piano di posa

Fondazione superficiale
Approccio 2 NTC 2018 (A1+M1+R3)

Geometria della fondazione:	Trave: no		
B = larghezza, L = lunghezza	B = 5,00 [m]	L = 9,20 [m]	
Azioni di progetto:	V = 570,84 [kN]		
V = carico normale	M_B = 0,00 [kN·m]	H_B = 0,00 [kN]	
H = azione tangenziale	M_L = 0,00 [kN·m]	H_L = 0,00 [kN]	
M = momento	e_B = 0,000 [m]	e_L = 0,000 [m]	
e = eccentricità	B_R = 5,00 [m]	L_R = 9,20 [m]	
B _R e L _R = dimensioni efficaci	B' = 5,00 [m]	L' = 9,20 [m]	
B' e L' = dimensioni equivalenti			



Azione sismica:	si	a_{max} = 0,1860 [g]	k_h = 0,000 [-]
Parametri del terreno:	δ o φ'_{cv} = 24,30 [° gradi]	c_a = 0,00 [Pa]	
[R3]	γ_R = 1,10 [-]		
Condizioni drenate:	R_d = 234,31 [N]	H/R_d = 0,520 [-]	

Verifica se $H/R_d < 1$ = Soddisfatta

8.7.10 GRUPPO ELETTROGENO

L'azione orizzontale viene determinata in funzione della massa totale e dell'ordinata massima dello spettro sismico.

Peso proprio struttura G1: 387.5 kN

Carico portato G2: 20+25=45 kN

Si considera la combinazione sismica [2.5.5 NTC18] con $\psi_{21} = 0.8$:

$$V = G_1 + G_2 = 432.5 \text{ kN}$$

Come accelerazione massima al sito si considera il valore dello spettro relativo allo stato limite SLV: $S_d(T_c) = 0.186g$

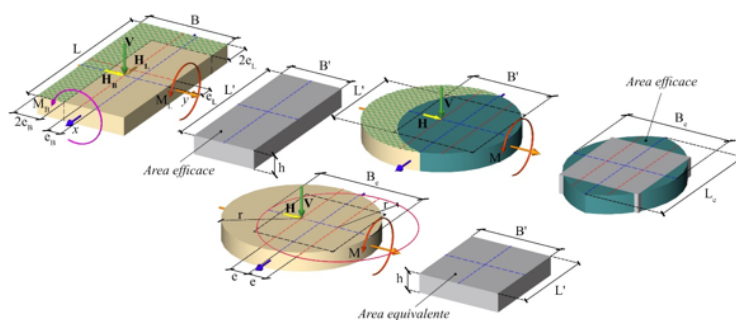
Non si tiene conto del coefficiente di riduzione dell'accelerazione orizzontale massima k_h e dell'adesione c_a . Si considera un angolo di attrito terreno-fondazione: $\delta = 24.3^\circ$.

Verifica a scorrimento sul piano di posa

Fondazione superficiale

Approccio 2 NTC 2018 (A1+M1+R3)

Geometria della fondazione:	Trave: no		
B = larghezza, L = lunghezza	B = 2,50 [m]	L = 6,20 [m]	
Azioni di progetto:	V = 432,50 [kN]		
	M_B = 0,00 [kN·m]	H_B = 0,00 [kN]	
V = carico normale	M_L = 0,00 [kN·m]	H_L = 0,00 [kN]	
H = azione tangenziale			
M = momento	e_B = 0,000 [m]	e_L = 0,000 [m]	
e = eccentricità			
B _R e L _R = dimensioni efficaci	B_R = 2,50 [m]	L_R = 6,20 [m]	
B' e L' = dimensioni equivalenti	B' = 2,50 [m]	L' = 6,20 [m]	



Azione sismica:	si	a_{max} = 0,1860 [g]	k_h = 0,000 [-]
Parametri del terreno:	δ o φ' _{cv} = 24,30 [°gradi]	c_a = 0,00 [Pa]	
	[R3]	γ_R = 1,10 [-]	
Condizioni drenate:	R_d = 177,53 [N]	H/R_d = 0,520 [-]	

Verifica se $H/R_d < 1$ = Soddisfatta

9 CEDIMENTI IN CONDIZIONE SLE

Con riferimento alla teoria dell'elasticità il cedimento viene stimato con la seguente espressione:

$$w_i = \sum_{i=1}^n \frac{[\Delta\sigma_z] \cdot h_i}{E_i}$$

dove:

w_i = cedimento immediato

$\Delta\sigma_z$ = incremento delle tensioni verticali indotte dal carico

h_i = altezza dello strato i-esimo (spessore del volume di terreno compressibile)

n = numero di strati in cui è suddivisa la zona compressibile (H_c)

E_{ui} = modulo di Young non drenato dello strato i-simo per i terreni coerenti

<i>Equipment</i>	A [m]	B [m]	S [m]	Peso proprio struttura [kN]	Carico portato PERM [kN]	Pressione media sul terreno P [kN/mq]	E' [kPa]	hi (m)	Cedimento medio elastico [cm]	Cedimento max. nodo FEM Sismicad SLE Freq [cm]
EQ11A1 (TANK) - SERBATOIO ANTINCENDIO			0,3	476,41	1831,1	36,4	15000	6	1,46	2,67
BUFFER – EQ03	7,2	4,55	0,3	690,07	134,89	25,2	15000	6	1,01	0,4
EQ05 (STORAGE) - - SERBATOI DI STOCCAGGIO H2	29,3	15	0,4	8382,9	3609,6	27,3	15000	6	1,09	2,24
EQ09 (SKID) - BAIA DI CARICO	6,1	15	0,4	1859,94	0,0	20,3	15000	6	0,81	0,88
EQ04b (container) - COMPRESSORE	20,4	7,3	0,3	2213,27	504	18,2	15000	6	0,73	1,27
EQ13 (STRUTTURA) - UFFICI	26,9	5,8	0,3	3551,79	1547,92	32,7	15000	6	1,31	1,94
EQ02 (CONTAINER) - ELETTROLIZZATORE	33,4	16	0,3	4023,6	754,02	8,9	15000	6	0,36	0,17
MURO PARASCHEGGE OVEST	6	3	0,5	429,75	97,2	29,3	15000	6	1,17	1,05

10 INCIDENZE CEMENTO ARMATO

Equipment		Elemento	kg / mc
EQ05 (Storage)	Serbatoio stoccaggio H2	Pareti	280
		Platea	260
EQ09 (SKID)	Baia di carico	Pareti	280
		Platea	260
EQ04a e EQ04b (container)	Compressore A e B	Pareti	120
		Platea	90
EQ13 (struttura)	Control room/uffici	Pilastrì	200
		Travi in elevazione	200
		Travi fondazione	100
		Platea	90
EQ02 (container)	Elettrolizzatore	Platea	90
EQ11a1 (tank)	Serbatoio antincendio	Platea	100
EQ03 (vessel)	Buffer H2	Pareti	140
		Platea	150
Muro paraschegge ovest		Parete	120
		Platea	90

11 CALCOLO DI RESISTENZA AL JET FIRE DELLE STRUTTURE

Sinteticamente il processo di valutazione della resistenza al fuoco si articola nei seguenti punti:

- Definizione dell'azione termica che descrive l'incendio;
- Individuazione del regime delle temperature nell'elemento strutturale;
- Valutazione delle condizioni di stabilità in presenza delle temperature raggiunte e dei carichi agenti.

11.5 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative:

Eurocodice 1 - "Azioni sulle strutture - Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco".

Eurocodice 2 - "Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali- Progettazione strutturale contro l'incendio".

D.M. Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018 (G.U. 20 febbraio 2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8) - "Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni" (NTC 18).

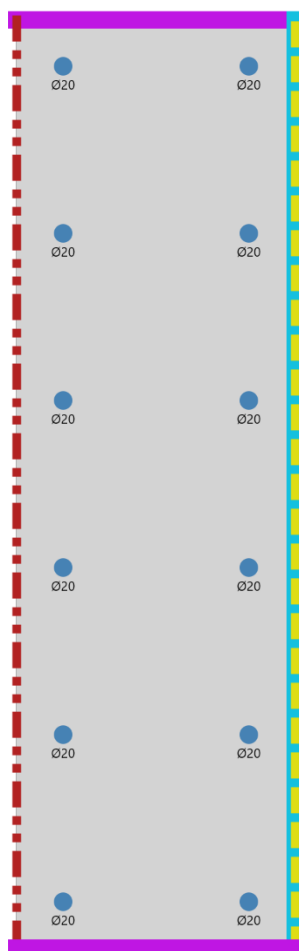
Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

UNI 9502 seconda edizione (maggio 2001) - "Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso".








Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. Serie Generale n. 35 del 11/02/2019 - Suppl. Ord. n. 5) Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

11.6 GEOMETRIA SEZIONE, ESPOSIZIONE AL FUOCO E CONDIZIONI AL CONTORNO

Si riportano di seguito le caratteristiche geometriche della sezione oggetto di verifica (armature, presenza di materiali isolanti e/o NON strutturali). è stato adottato un copriferro, misurato dal lembo più esterno delle barre longitudinali al lato della sezione in calcestruzzo (comprendente, quindi, il diametro delle staffe), pari a 4,0 cm. Sono indicate, inoltre, per ogni lato della sezione, l'esposizione al fuoco e le condizioni al contorno.



Legenda:

-  Superficie esposta al fuoco.
-  Con protezione dal fuoco.
-  Convezione.
-  Irraggiamento.
-  Temperatura imposta.
-  Flusso imposto.
-  Altre strutture.

SEZIONE
Caratteristiche della sezione

Tp	Dimensioni								A
	B	H	Spw	Hw	Spf,i	Lf,i	Spf,s	Lf,s	
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]
Rettangolare	30.0	100.0	-	-	-	-	-	-	3'000.0

LEGENDA:

Tp	Tipo di sezione.
B	Base.
H	Altezza/Lato.
Spw	Spessore anima.
Hw	Altezza anima.
Spf,i	Spessore ala inferiore.
Lf,i	Lunghezza ala inferiore.
Spf,s	Spessore ala superiore.
Lf,s	Lunghezza ala superiore.
A	Area della sezione.

4 - MATERIALI

La sezione oggetto della verifica è costituita dai seguenti materiali:

CALCESTRUZZO
Caratteristiche Calcestruzzo

Sigla	gk	E	RCK	gc	fCD	eM	IC	CC
	[N/m ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		[N/mm ²]		[W/m°C]]	[J/Kg°C]]
C32/40	25000	33643	40.00	1.00	28.22	0.90	1.36	900.00

LEGENDA:

Sigla	Sigla del materiale.
gk	Peso specifico caratteristico.
E	Modulo elastico normale.
RCK	Resistenza caratteristica cubica.
gc	Coefficiente parziale di sicurezza.
fCD	Resistenza di calcolo a compressione;
eM	Emissività.
IC	Conducibilità termica.
CC	Calore specifico.

ACCIAIO

Caratteristiche Acciaio

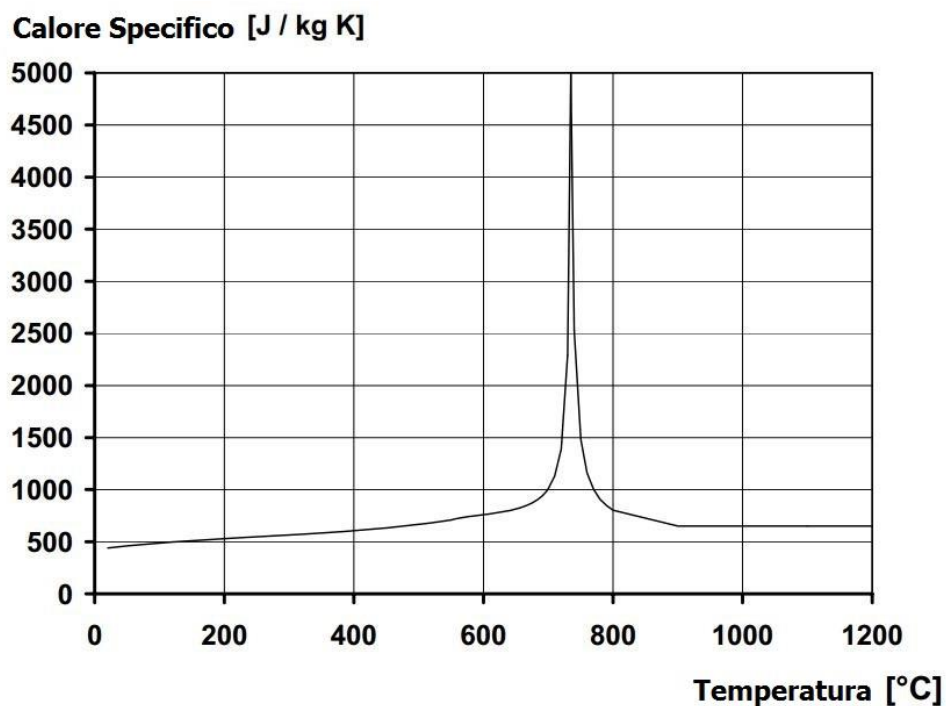
Sigla	gk	E	fyk	K	gM	eM	IC	CC
	[N/m ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]				[W/m°C]	[J/Kg°C]
B450C	78500	210000	450.00	1.20	1.00	0.70	54.00	425.00

LEGENDA:

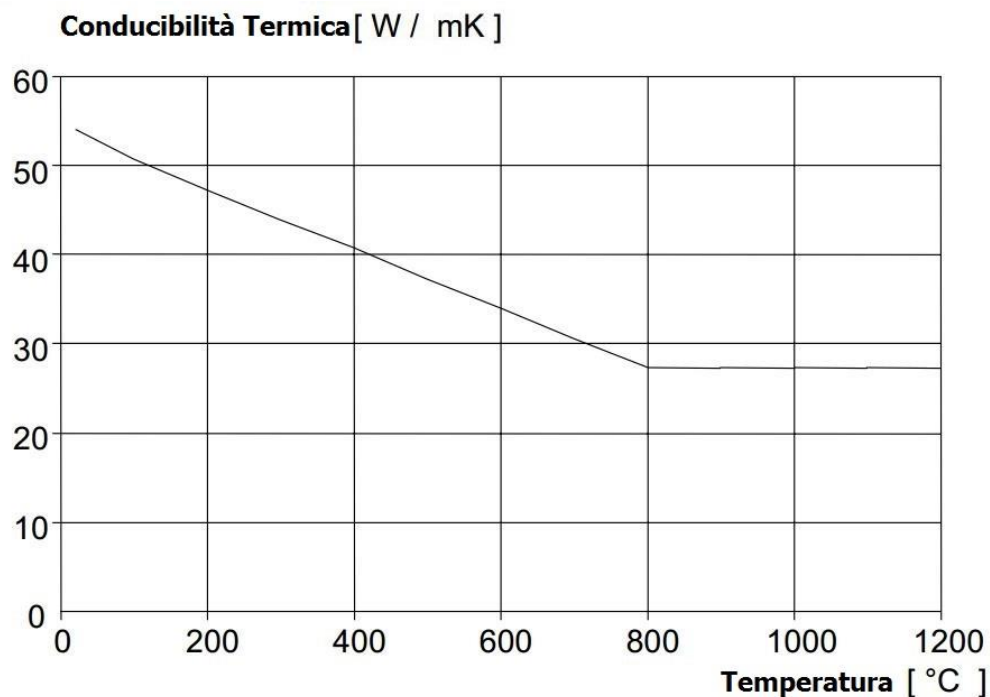
Sigla	Sigla del materiale.
gk	Peso specifico caratteristico.
E	Modulo elastico normale.
fyk	Resistenza caratteristica allo snervamento.
K	Rapporto di Sovraresistenza.
gM	Coefficiente parziale di sicurezza.
eM	Emissività.
IC	Conducibilità termica.
CC	Calore specifico.

Per l'acciaio, la dipendenza delle caratteristiche meccaniche dalla temperatura è stata considerata attraverso le relazioni riportate in EN 1992-1-2, § 3.2.3

Per quanto riguarda le proprietà fisiche dell'acciaio, si è tenuto conto della variazione del calore specifico in funzione della temperatura delle fibre attraverso la relazione di seguito riportata.



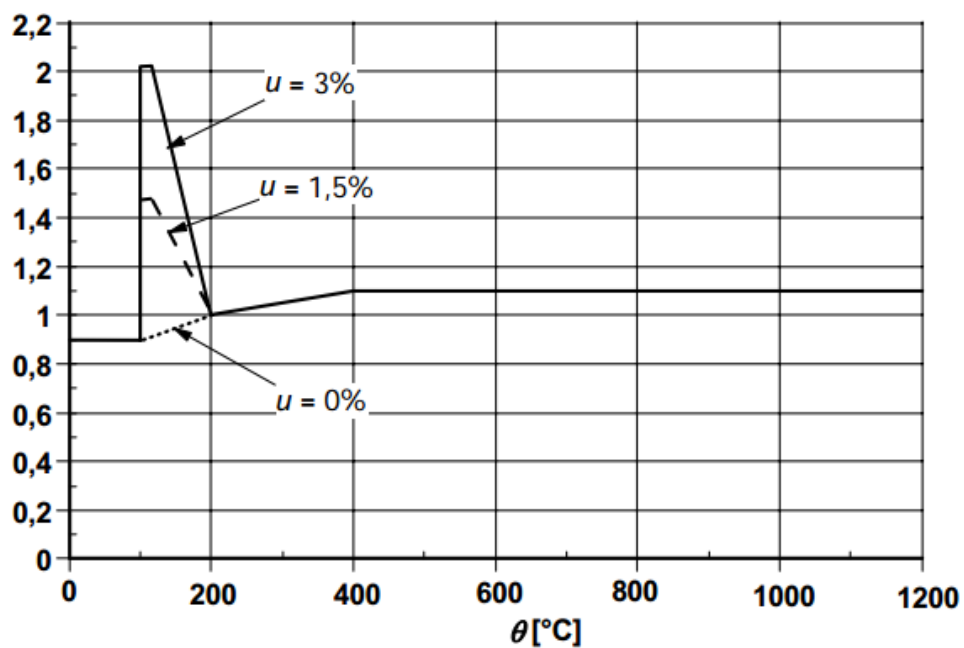
La variazione di Conducibilità viene tenuta in conto, in funzione della temperatura delle fibre, attraverso la relazione di seguito riportata.



Per il calcestruzzo, la dipendenza delle caratteristiche meccaniche dalla temperatura è stata considerata attraverso le relazioni riportate in EN 1992-1-2, § 3.2.2

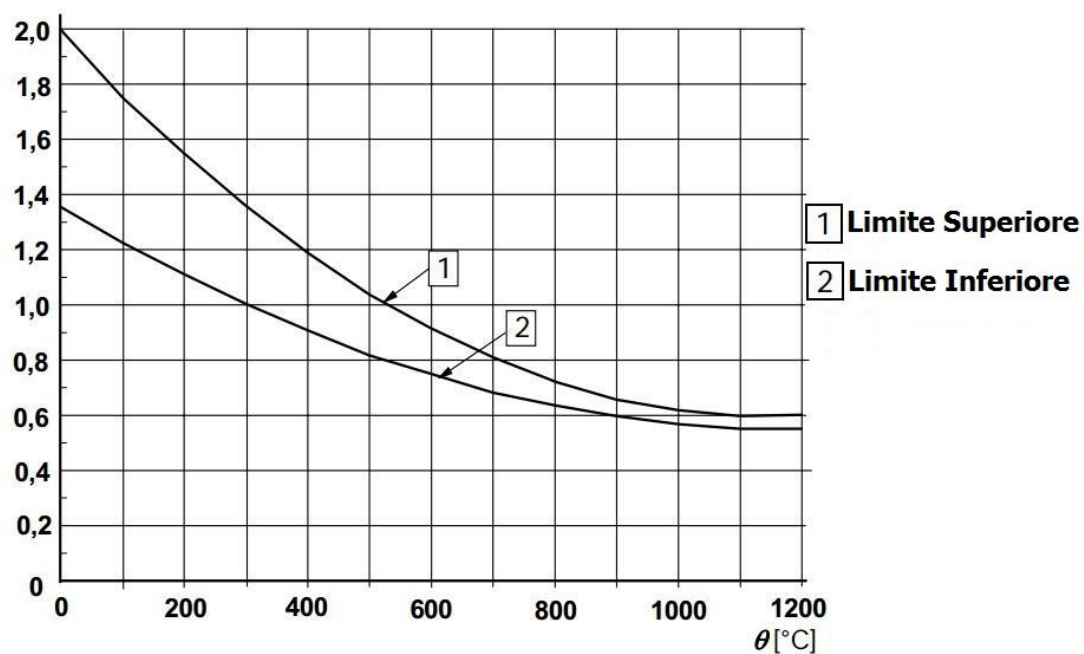
Per quanto riguarda le proprietà fisiche del calcestruzzo, si è tenuto conto della variazione di calore specifico, in funzione della temperatura delle fibre, come riportato in EN 1992-1-2, § 3.3.2, considerando a vantaggio di sicurezza un grado di umidità dello 0%.

$c_p(\theta)$ [kJ/kg°K]



La variazione di Conducibilità viene tenuta in conto, in funzione della temperatura delle fibre, come riportato in EN 1992-1-2, § 3.3.3, considerando i valori limite inferiore (curva 2) come prescritto dalle appendici nazionali italiane (Decreto MIT 31-7-2012).

λ_c [W/m K]



11.7 AZIONI

Le azioni sull'elemento strutturale, in base alle quali eseguire la verifica della resistenza al fuoco, sono state ricavate dalla combinazione eccezionale:

$$G1+G2+P+Ad+y_{21}\cdot Q_{k1}+ y_{22}\cdot Q_{k2}+\dots$$

con:

- G1: valore caratteristico delle azioni permanenti;
- G2: valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali;
- P Pretensione e precompressione;
- Q_{ki}: valore caratteristico delle azioni variabili;
- Ad: valori di progetto delle azioni derivanti dall'esposizione all'incendio;
- y_{2i}: coefficiente che restituisce il valore quasi permanente del carico.

SOLLECITAZIONI

Sollecitazioni

Cmb	SL	Tipo	N	MEd,X	MEd,Y	Mz	Tx	Ty	P _o s
			[N]	[Nm]	[Nm]	[Nm]	[N]	[N]	
1	ECC	-	-30000	0	0	-	-	-	I

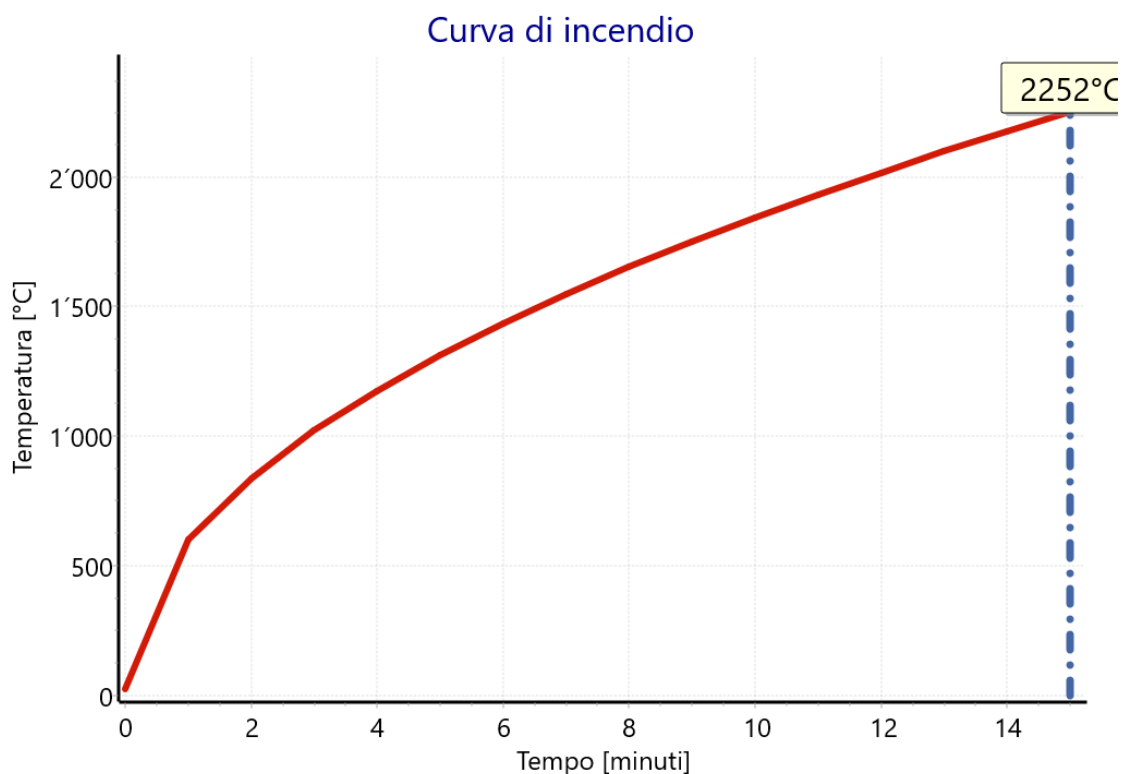
LEGENDA:

- Cmb Combinazione.
- SL Stato Limite (SLU=Ultimo; SLE=Esercizio; ECC=Combinazione Eccezionale).
- Tipo Tipo di combinazione per lo Stato Limite di Esercizio.
- N Sforzo Normale.
- MEd,X Momento di Progetto in direzione X.
- MEd,Y Momento di Progetto in direzione Y.

Mz	Momento Torcente
Tx	Taglio in direzione X.
Ty	Taglio in direzione Y.
Pos	Posizione rispetto al dominio di resistenza calcolato alla R richiesta (I=Interno; E=Esterno).

11.8 L'INCENDIO DI PROGETTO

L'incendio convenzionale di progetto è definito attraverso una curva di incendio che rappresenta l'andamento, in funzione del tempo, della temperatura dei gas di combustione nell'intorno della superficie degli elementi strutturali. Nel presente lavoro è stata utilizzata la seguente curva di incendio relativa ad un jet fire da idrogeno compresso. Per ulteriori dettagli vedasi l'addendum di calcolo in calce alla presente relazione di verifica strutturale.

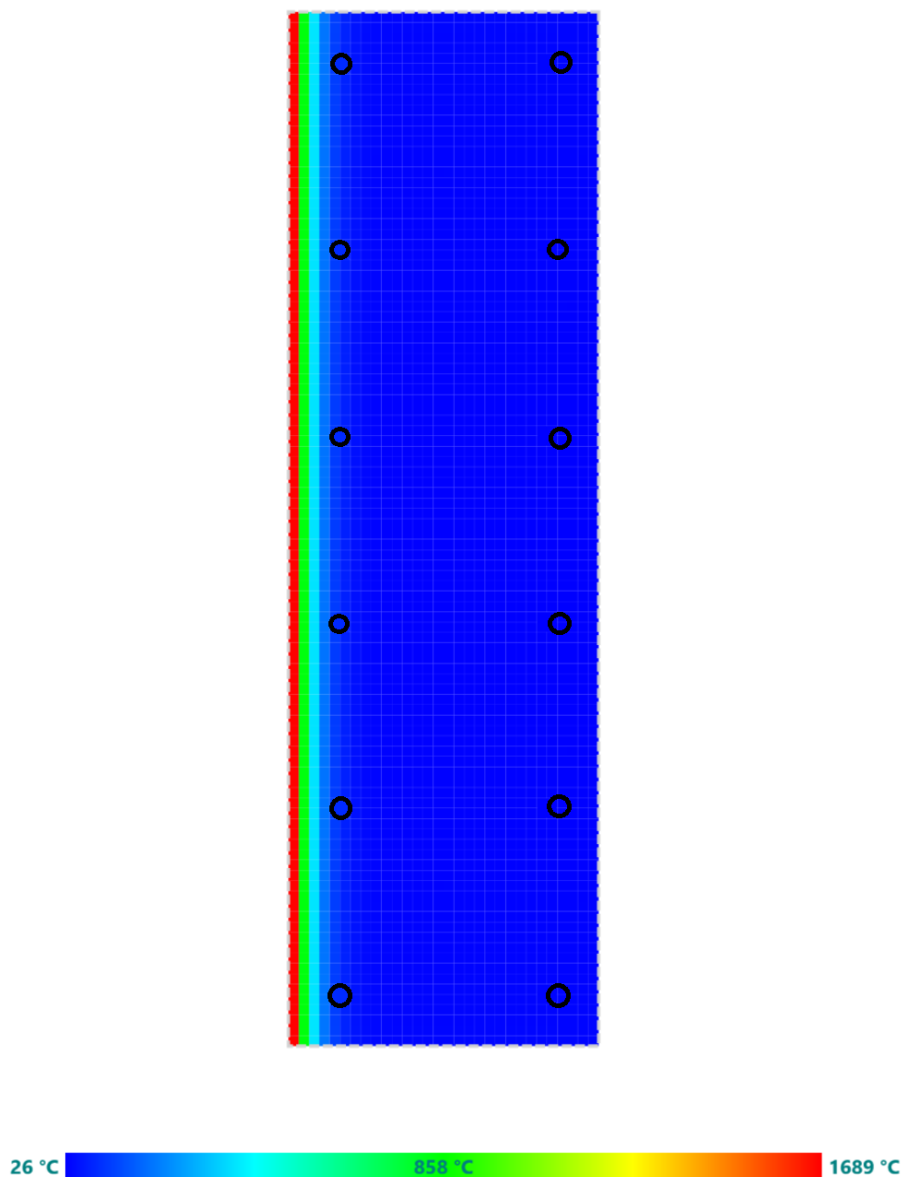


Il coefficiente di scambio per Convezione forzata utilizzato sulle superfici esposte al fuoco è: 50,00 [W/m²·°C].

Il coefficiente di scambio per Convezione forzata utilizzato sulle superfici non esposte al fuoco è: 9,00 [W/m²·°C].

11.9 DISTRIBUZIONE DELLE TEMPERATURE

La seguente immagine riporta, in corrispondenza della R richiesta(15min), la distribuzione delle temperature nelle fibre con cui è discretizzata la sezione.



Dall'analisi condotta, emerge chiaramente che la temperatura raggiunta dopo 15 minuti nell'intorno esposto del copriferro non suscita preoccupazione essendo all'incirca a 220°C.

11.10 VERIFICHE DI RESISTENZA

Si riportano, per i vari istanti di tempo le verifiche di resistenza e i domini di resistenza. Inoltre, si riporta il diagramma momento curvatura calcolato in assenza di incendio (a $t = 0$).

DIAGRAMMA MOMENTO-CURVATURA

Diagramma momento-curvatura

N = -30000							
Dir X+		Dir X-		Dir Y+		Dir Y-	
MRd= 746122 fu= 0.0221; My= 497156 fy= 0.0030		MRd= -746159 fu= 0.0221; My= -497179 fy= 0.0030		MRd= 204692 fu= 0.0772; My= 191561 fy= 0.0121		MRd= -204691 fu= 0.0772; My= -191561 fy= 0.0121	
M	f	M	f	M	f	M	f
[Nm]	[1/m]	[Nm]	[1/m]	[Nm]	[1/m]	[Nm]	[1/m]
779	0.0000	-779	0.0000	71	0.0000	-71	0.0000
779	0.0000	-779	0.0000	159930	0.0100	-159931	0.0100
464923	0.0028	-464943	0.0028	159930	0.0100	-159931	0.0100
495985	0.0030	-496008	0.0030	187141	0.0118	-187142	0.0118
497156	0.0030	-497179	0.0030	191408	0.0121	-191409	0.0121
715032	0.0100	-715062	0.0100	191561	0.0121	-191561	0.0121
715031	0.0100	-715062	0.0100	195664	0.0200	-195665	0.0200
743503	0.0200	-743540	0.0200	195664	0.0200	-195665	0.0200
746122	0.0221	-746159	0.0221	198972	0.0300	-198971	0.0300
				201177	0.0400	-201176	0.0400
				202643	0.0500	-202641	0.0500
				203637	0.0600	-203637	0.0600
				204302	0.0700	-204302	0.0700

				204692	0.0772	-204691	0.0772
				193694	0.0872	-193691	0.0872
				193877	0.0972	-193874	0.0972
				184876	0.1072	-184874	0.1072
				184909	0.1172	-184907	0.1172
				184938	0.1272	-184936	0.1272
				178062	0.1372	-178063	0.1372
				178133	0.1472	-178132	0.1472
				178202	0.1572	-178199	0.1572
				178247	0.1672	-178239	0.1672
				178257	0.1772	-178251	0.1772

LEGENDA:

N	Sforzo Normale di progetto.
Dir	Direzione.
f	Curvatura di calcolo.
M	Momento associato a f
fu	Curvatura Ultima.
MRd	Momento Ultimo.
fy	Curvatura allo Snervamento.
My	Momento di Snervamento.

Diagramma del Dominio di Resistenza

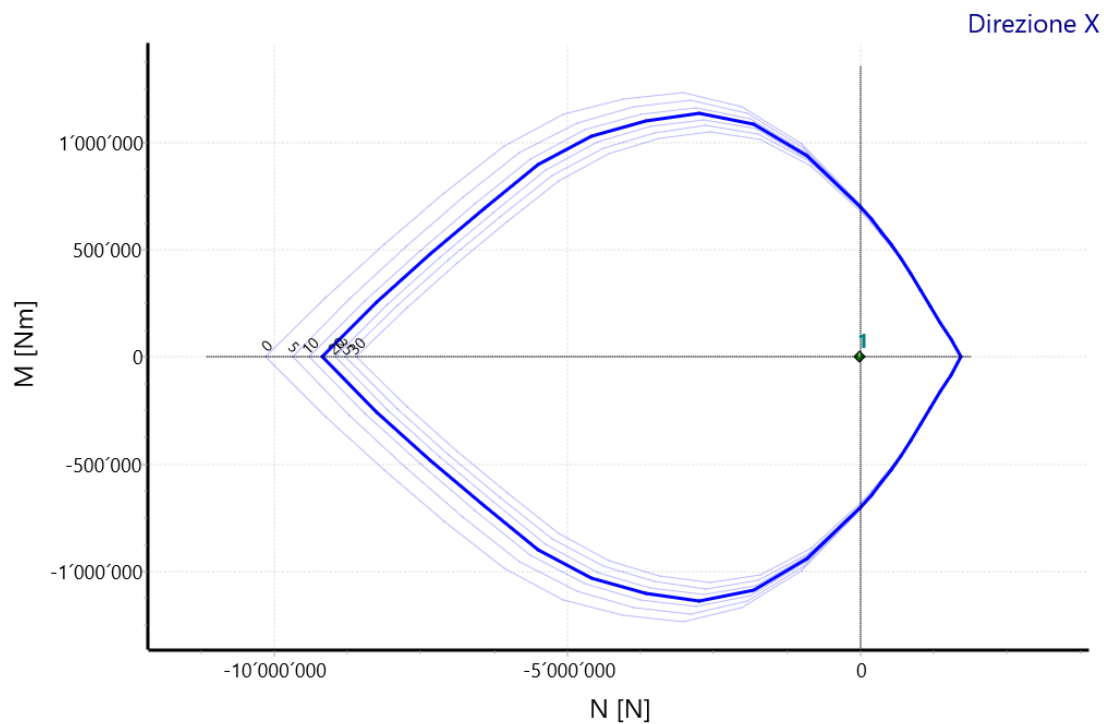
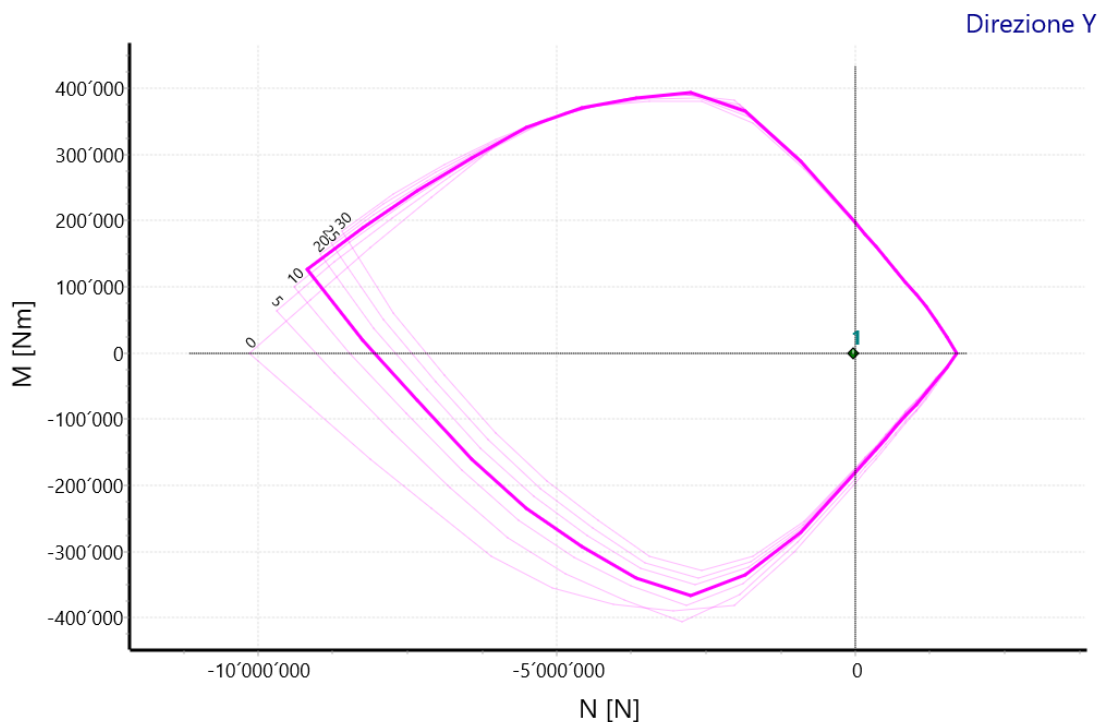


Diagramma del Dominio di Resistenza



DOMINIO DI RESISTENZA

Domain of resistance

	Dir X		Dir Y	
N	MRd,max	MRd,min	MRd,max	MRd,min
[N]	[Nm]	[Nm]	[Nm]	[Nm]
Tempo = 0min				
-10'143'402	25	25	-167	-167
-10'143'402	25	25	-167	-167
-9'129'062	279'593	-279'548	80'385	-80'734
-8'114'722	529'008	-528'968	159'568	-159'735
-7'100'382	767'129	-767'090	235'392	-235'313
-6'086'041	985'427	-985'394	307'234	-307'012
-5'071'701	1'133'623	-1'133'600	355'913	-355'083
-4'057'361	1'208'842	-1'208'831	380'500	-379'737

-3'043'021	1'235'992	-1'235'996	391'273	-390'470
-2'028'680	1'173'346	-1'173'358	381'111	-381'015
-1'014'340	997'344	-997'366	300'010	-300'017
0	712'124	-712'151	197'409	-197'441
169'646	653'488	-653'517	179'357	-179'386
339'292	594'207	-594'238	161'211	-161'240
508'938	534'745	-534'776	143'005	-143'028
678'584	464'131	-464'165	124'751	-124'777
848'230	390'121	-390'159	106'716	-106'739
1'017'876	314'168	-314'208	88'632	-88'659
1'187'522	237'087	-237'130	70'495	-70'516
1'357'168	159'616	-159'665	48'204	-48'220
1'526'814	82'270	-82'341	24'577	-24'563
1'696'460	-25	-25	-1	-1
1'696'460	-25	-25	-1	-1
Tempo = 5min				
-9'689'073	25	25	63'480	63'480
-9'689'073	25	25	63'480	63'480
-8'720'166	273'993	-273'949	138'037	-31'019
-7'751'259	515'653	-515'613	204'422	-118'969
-6'782'351	744'997	-744'962	266'162	-203'667
-5'813'444	956'328	-956'294	323'931	-279'529
-4'844'537	1'096'210	-1'096'186	363'076	-333'599
-3'875'629	1'169'810	-1'169'799	383'214	-373'071
-2'906'722	1'200'963	-1'200'967	392'141	-405'768
-1'937'815	1'139'607	-1'139'618	374'857	-365'609
-968'907	975'199	-975'221	295'601	-286'167
0	708'930	-708'955	197'363	-189'756
169'646	650'753	-650'783	179'329	-172'451

339'292	591'962	-591'993	161'181	-155'107
508'938	532'874	-532'907	142'988	-137'801
678'584	463'299	-463'333	124'742	-120'542
848'230	389'584	-389'621	106'714	-103'262
1'017'876	313'757	-313'798	88'641	-85'952
1'187'522	236'793	-236'839	70'507	-66'356
1'357'168	159'396	-159'444	48'196	-45'167
1'526'814	82'116	-82'170	24'562	-23'185
1'696'460	0	0	-1	-1
1'696'460	0	0	-1	-1
Tempo = 10min				
-9'400'055	24	24	99'742	99'742
-9'400'055	24	24	99'742	99'742
-8'460'049	264'399	-264'356	168'306	-1'294
-7'520'044	497'288	-497'248	228'149	-92'059
-6'580'038	718'716	-718'681	282'921	-177'750
-5'640'033	924'324	-924'291	333'592	-252'325
-4'700'027	1'061'158	-1'061'134	367'168	-308'528
-3'760'022	1'134'465	-1'134'454	384'702	-351'157
-2'820'016	1'167'229	-1'167'232	392'664	-381'548
-1'880'011	1'112'845	-1'112'856	369'928	-348'676
-940'005	957'771	-957'793	292'263	-277'142
0	704'674	-704'699	197'126	-183'741
169'646	647'036	-647'063	179'153	-166'512
339'292	588'564	-588'594	161'069	-149'270
508'938	529'792	-529'824	142'915	-132'010
678'584	462'161	-462'194	124'700	-114'723
848'230	388'933	-388'970	106'700	-97'491
1'017'876	313'331	-313'369	88'631	-80'319

1'187'522	236'470	-236'513	70'508	-62'733
1'357'168	159'173	-159'220	48'203	-43'296
1'526'814	81'884	-81'935	24'572	-22'204
1'696'460	0	0	-1	-1
1'696'460	0	0	-1	-1
Tempo = 15min				
-9'173'264	23	23	125'911	125'911
-9'173'264	23	23	125'911	125'911
-9'173'264	24	23	125'911	125'911
-8'255'937	256'228	-256'186	189'823	19'580
-7'338'611	483'036	-482'998	245'045	-71'986
-6'421'285	698'241	-698'207	294'954	-160'215
-5'503'958	899'256	-899'225	340'342	-234'334
-4'586'632	1'033'950	-1'033'928	369'987	-291'668
-3'669'306	1'106'862	-1'106'852	385'832	-340'410
-2'751'979	1'140'772	-1'140'775	393'064	-366'629
-1'834'653	1'090'945	-1'090'956	365'313	-335'440
-917'326	943'040	-943'061	289'150	-270'792
0	700'663	-700'689	196'743	-180'116
169'646	643'465	-643'493	178'856	-163'065
339'292	585'465	-585'495	160'875	-146'004
508'938	527'053	-527'086	142'793	-128'933
678'584	460'972	-461'006	124'625	-111'858
848'230	388'193	-388'229	106'683	-94'778
1'017'876	312'946	-312'986	88'630	-77'692
1'187'522	236'199	-236'242	70'508	-60'641
1'357'168	158'963	-159'010	48'201	-41'680
1'526'814	81'701	-81'766	24'566	-21'595
1'696'460	0	0	-1	-1

1'696'460	0	0	-1	-1
Tempo = 20min				
-8'962'971	23	23	148'753	148'753
-8'962'971	23	23	148'753	148'753
-8'066'674	248'766	-248'725	209'215	36'848
-7'170'376	468'140	-468'103	260'214	-55'462
-6'274'079	677'774	-677'741	305'675	-143'793
-5'377'782	872'758	-872'726	346'025	-216'847
-4'481'485	1'005'430	-1'005'408	371'866	-275'455
-3'585'188	1'077'363	-1'077'353	384'838	-325'144
-2'688'891	1'110'745	-1'110'749	389'981	-350'864
-1'792'594	1'068'333	-1'068'346	360'457	-323'865
-896'297	928'158	-928'179	285'956	-263'841
0	695'369	-695'394	196'266	-176'883
169'646	638'794	-638'822	178'499	-159'834
339'292	581'231	-581'262	160'628	-142'781
508'938	523'192	-523'224	142'642	-125'713
678'584	459'392	-459'425	124'551	-108'641
848'230	387'317	-387'353	106'649	-91'568
1'017'876	312'452	-312'491	88'629	-74'492
1'187'522	235'960	-236'003	70'508	-57'421
1'357'168	158'768	-158'815	48'204	-40'213
1'526'814	81'565	-81'616	24'559	-20'745
1'696'460	0	0	-1	-1
1'696'460	0	0	-1	-1
Tempo = 25min				
-8'785'440	23	23	166'603	166'603
-8'785'440	23	23	166'603	166'603
-7'906'896	240'947	-240'907	224'929	50'033

-7'028'352	454'541	-454'505	272'584	-43'348
-6'149'808	657'504	-657'471	314'308	-131'498
-5'271'264	847'869	-847'839	350'379	-204'644
-4'392'720	979'500	-979'479	372'716	-265'129
-3'514'176	1'050'507	-1'050'498	382'871	-316'778
-2'635'632	1'082'864	-1'082'867	385'479	-340'435
-1'757'088	1'045'178	-1'045'192	355'672	-315'896
-878'544	914'348	-914'369	282'946	-259'521
0	689'917	-689'942	195'730	-175'988
169'646	633'951	-633'978	178'095	-158'944
339'292	576'906	-576'936	160'354	-141'867
508'938	519'272	-519'304	142'468	-124'728
678'584	457'545	-457'579	124'459	-107'566
848'230	386'360	-386'398	106'619	-90'416
1'017'876	311'976	-312'014	88'625	-73'244
1'187'522	235'695	-235'738	70'512	-56'067
1'357'168	158'572	-158'619	48'204	-38'886
1'526'814	81'393	-81'445	24'561	-20'271
1'696'460	0	0	-1	-1
1'696'460	0	0	-1	-1
Tempo = 30min				
-8'598'578	22	22	184'579	184'579
-8'598'578	22	22	184'579	184'579
-7'738'720	232'733	-232'694	240'222	60'393
-6'878'862	440'205	-440'169	284'396	-33'059
-6'019'004	637'212	-637'180	322'496	-120'318
-5'159'147	823'790	-823'760	354'350	-193'179
-4'299'289	953'615	-953'594	373'027	-252'645
-3'439'431	1'023'100	-1'023'091	380'007	-307'153

-2'579'573	1'053'792	-1'053'795	379'700	-329'301
-1'719'716	1'019'011	-1'019'024	347'806	-307'488
-859'858	895'046	-895'066	277'912	-254'718
0	681'266	-681'291	194'400	-174'373
169'646	626'608	-626'635	177'094	-157'260
339'292	570'659	-570'688	159'680	-140'140
508'938	513'918	-513'950	142'044	-123'013
678'584	454'113	-454'146	124'231	-105'880
848'230	384'545	-384'580	106'541	-88'739
1'017'876	311'085	-311'124	88'619	-71'601
1'187'522	235'255	-235'298	70'508	-54'457
1'357'168	158'345	-158'391	48'206	-37'311
1'526'814	81'249	-81'297	24'557	-19'676
1'696'460	0	0	-1	-1
1'696'460	0	0	-1	-1

LEGENDA:

Dir Direzione.

N Sforzo Normale di progetto.

MRd,max Momento Resistente Massimo in funzione dello Sforzo Normale per direzione X(Y).

MRd,min Momento Resistente Minimo in funzione dello Sforzo Normale per direzione X(Y).

VERIFICHE: PRESSOFLESSIONE DEVIATA ALLO SLU
Pressoflessione Deviata allo Stato Limite Ultimo

T	Cmb	NEd	CS	Dir	MEd	MRd
[min]		[N]			[Nm]	[Nm]
0	1	-30000	NS	x-x	0	0
				y-y	0	200594
5	1	-30000	NS	x-x	0	0

				y-y	0	-192815
10	1	-30000	NS	x-x	0	0
				y-y	0	-186786
15	1	-30000	NS	x-x	0	0
				y-y	0	-183128
20	1	-30000	NS	x-x	0	0
				y-y	0	-179891
25	1	-30000	NS	x-x	0	0
				y-y	0	-179004
30	1	-30000	NS	x-x	0	0
				y-y	0	-177405

LEGENDA:

T Tempo di esposizione all'incendio.

Cmb Combinazione.

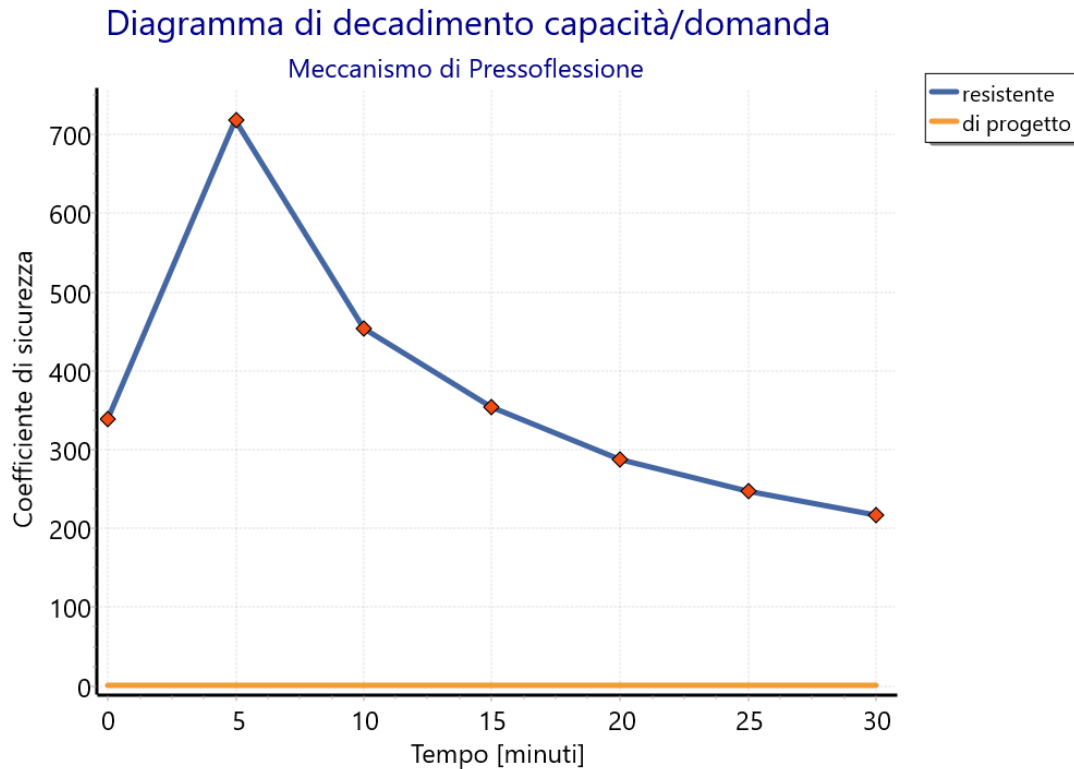
NEd, MEd Sollecitazioni di progetto.

CS Coefficiente di sicurezza([NS]= non significativo per valori >100; [VNR]= verifica non richiesta).

Dir Direzione.

MRd Momento resistente in direzione X(Y).

Come risultato di sintesi si riportano le curve di decadimento per ogni singolo meccanismo.



Esito della verifica: la verifica alla R richiesta risulta globalmente Soddisfatta.

11.11 METODOLOGIA DI CALCOLO

Si riassume, in punti, la metodologia con cui è eseguito il calcolo, in termini di tempo, della Resistenza strutturale dell'elemento:

- scelta di una Curva d'Incendio Nominale;
- per i Materiali sono state considerate le relazioni riportate in "Eurocodice 2" per la dipendenza delle caratteristiche meccaniche e termiche dalla temperatura. Per quanto riguarda i legami costitutivi del CLS e dell'acciaio non sono stati considerati i rami di softening, il cui contributo è minimo; la scelta è a vantaggio di sicurezza.
- definizione di eventuali componenti non strutturali e/o isolanti; tali componenti non contribuiscono dal punto di vista strutturale, ma influiscono sulla propagazione delle temperature all'interno dell'elemento strutturale;

- discretizzazione in fibre della Sezione, dei Componenti Non Strutturali e degli Isolanti; ogni fibra è costituita da un materiale, con le sue caratteristiche termiche e meccaniche (solo per i Componenti Strutturali) dipendenti dalla temperatura;
- definizione dei Lati esposti o non esposti al fuoco; per ogni lato definizione delle eventuali condizioni al contorno. Le condizioni al contorno considerate sono le seguenti:
 - Convezione, naturale o forzata, con moto laminare o turbolento;
 - Irraggiamento;
 - Temperatura Imposta;
 - Flusso Termico.

il procedimento di calcolo, per ogni passo di durata prefissata, trova, a partire dal flusso termico originato sui Lati esposti in funzione della temperatura ricavata dalla Curva d'Incendio, la distribuzione delle temperature in ogni fibra;

per ogni fibra, in funzione della sua temperatura, sono ricavati legami costitutivi e le altre caratteristiche meccaniche:

con tali caratteristiche meccaniche sono ricavate le sollecitazioni resistenti per i Meccanismi Resistenti considerati;

per ogni meccanismo resistente il confronto tra Resistenza e valore di Progetto fornisce il coefficiente di sicurezza al tempo considerato;

appena per un Meccanismo Resistente tale Coefficiente di Sicurezza diventa unitario, quel tempo viene adoperato per definire la Resistenza in termini di tempo dell'elemento strutturale (30min).

Il calcolo termico viene effettuato risolvendo l'equazione di Fourier per il bilancio termico non stazionario nei solidi; la soluzione viene ricercata attraverso la tecnica dello schema di integrazione temporale che discende dal metodo dei trapezi generalizzato (detto di Eulero implicito) che offre stabilità incondizionata e non oscillante con una ragionevole precisione; schemi alternativi, come ad esempio quello denominato Crank-Nicholson, pure implementati, sono stati scartati poiché, a fronte di una maggiore precisione nominale, comportano problemi di oscillazione della soluzione che possono tradursi in anomalie di calcolo.

Il tutto avviene attraverso il metodo degli elementi finiti, ovvero discretizzando il dominio fisico del problema in sottodomini in cui viene assunta una predeterminata

distribuzione delle temperature. Nella fattispecie si adoperano elementi finiti triangolari con funzioni di forma lineari. Inoltre, l'introduzione delle curve di decadimento delle grandezze in gioco in funzione della temperatura e la presenza di condizioni al contorno quali l'irraggiamento e la convezione naturale rendono il problema intrinsecamente non lineare; a ciò si ovvia adoperando delle iterazioni aggiuntive dette di "equilibrio" al fine di ottenere una soluzione convergente per ogni istante temporale di calcolo.