



TORINO - IVREA - QUINCINETTO

IVREA - SANTHIA'

SISTEMA AUTOSTRADALE
TANGENZIALE DI TORINO

VISTO per ATIVA S.p.A.



Amministratore Delegato
Dott. Ing. LUIGI CRESTA

AUTOSTRADA A5 TORINO QUINCINETTO

NODO IDRAULICO DI IVREA 2° FASE DI COMPLETAMENTO LOTTO 2B

PROGETTO ESECUTIVO

*Relazione di calcolo dei manufatti in c.a.
Opere Idrauliche*

IL PROGETTISTA	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO
 <i>Il Direttore Tecnico</i> Ing. GIUSEPPE PASQUALATO ordine degli Ingegneri della Provincia di Milano n° 19116	HYDRODATA V.Tresso	ATIVA ENGINEERING F. Delton	ATIVA ENGINEERING V. Palmisano
	DATA OTTOBRE 2021	REVISIONE	DATA
	SCALA -		
	UFFICIO SSP0101A050013PEIDR00300	COMMESSA	N° PROGETTO

1 - DESCRIZIONE GENERALE DELLE OPERE

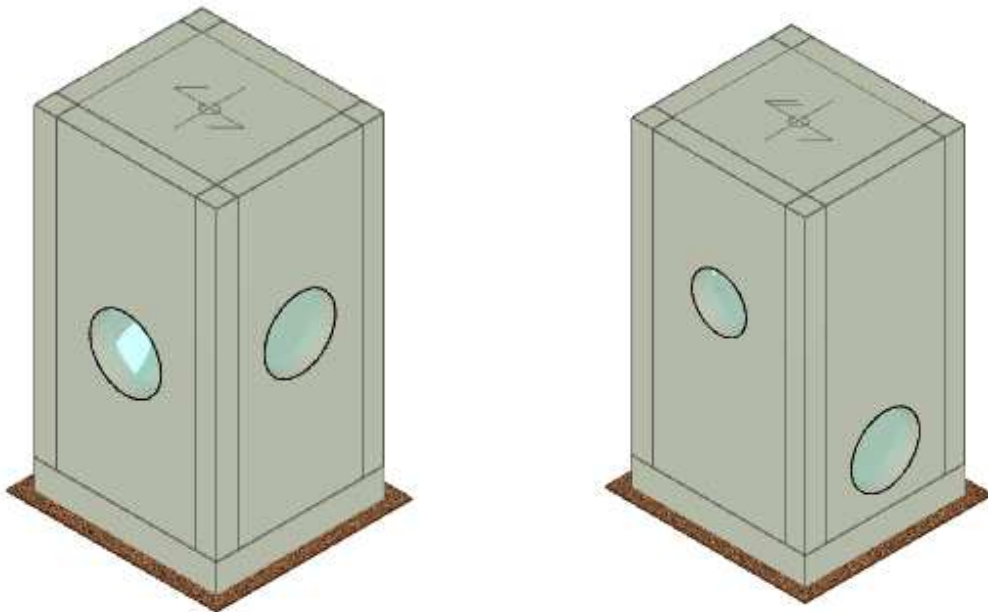
Nell'ambito del progetto esecutivo per i lavori di completamento 2° fase LOTTO 2B "Nodo idraulico di Ivrea", la presente relazione ha per oggetto il calcolo strutturale dei seguenti manufatti, dislocati lungo la rete di drenaggio delle acque di piattaforma autostradali:

- n. 4 serie di pozzetti di ispezione e caditoia di dimensioni nette in pianta pari a 1.10x1.75 – 1.75x1.75 – 1.10x1.95 – 1.75x1.95, comprendenti differenti tipologie di manufatti identificate a seconda della massima altezza netta e verificate secondo gli schemi statici riconducibili alle condizioni di esercizio più gravose (POZZETTO 1.75x1.95x4.00 m e POZZETTO 1.75x1.75x3.00 m soggetti all'azione dei carichi da traffico previsti negli schemi n.2-3-5 riportati al punto 5.1.3.3.3 e 5.1.3.3.5 delle NTC 2018);
- n. 2 serie di pozzetti quadrati in calcestruzzo armato, di dimensioni nette in pianta rispettivamente pari a 2.00x2.00 e 2.50x2.50, per il raccordo plano-altimetrico dei fossi di guardia al piede dello svincolo autostradale rivestiti in elementi prefabbricati c.a.v e/o rivestiti in cls gettato in opera.
Lo schema statico di verifica è riconducibile al manufatto di dimensioni nette 2.50x2.50x2.50;
- n.4 platee in c.a. di dimensioni 16.90x3.00x0.30 realizzate al fine di installare n.4 separatori di idrocarburi (vasca di trattamento V4-V5-V6-V7);

Vengono riportate di seguito delle viste assonometriche per ciascuna tipologia di opera, allo scopo di consentire una migliore comprensione delle strutture oggetto della presente relazione:

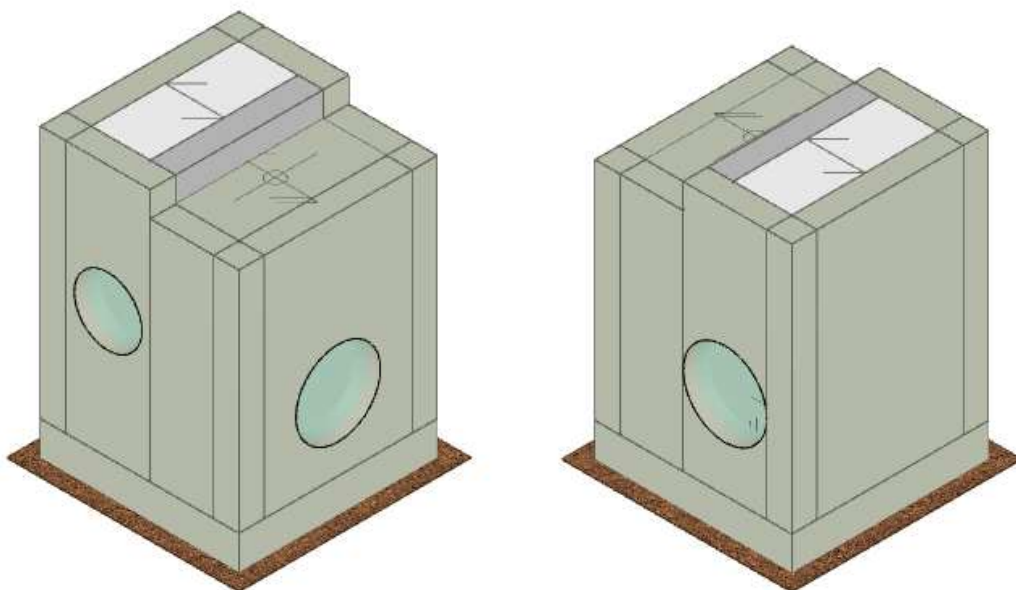
Viste anteriore e posteriore del pozzetto tipo 1.75x1.95 m

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale 0, X, Y, Z, ha rispettivamente versore (1;1;-1) e versore (-1;-1;-1)

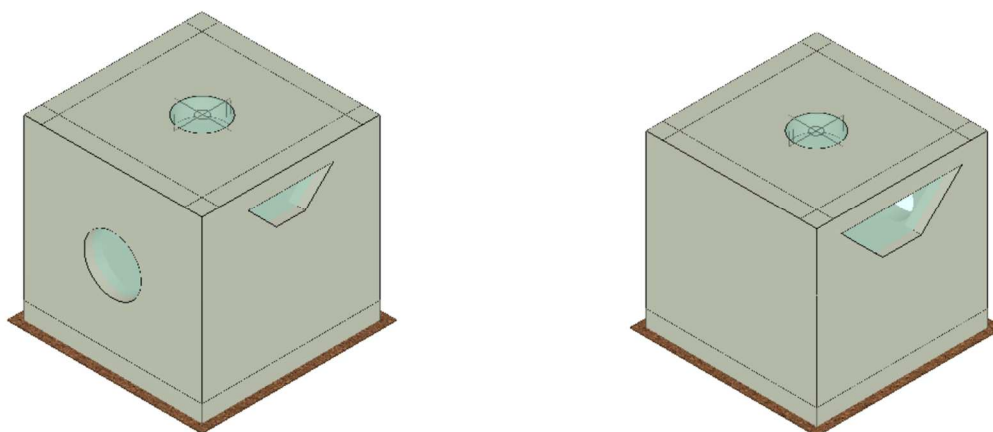


Viste anteriore e posteriore del pozzetto tipo 1.75x1.75 m

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale 0, X,Y,Z, ha rispettivamente versore (1;1;-1) e versore (-1;-1;-1)

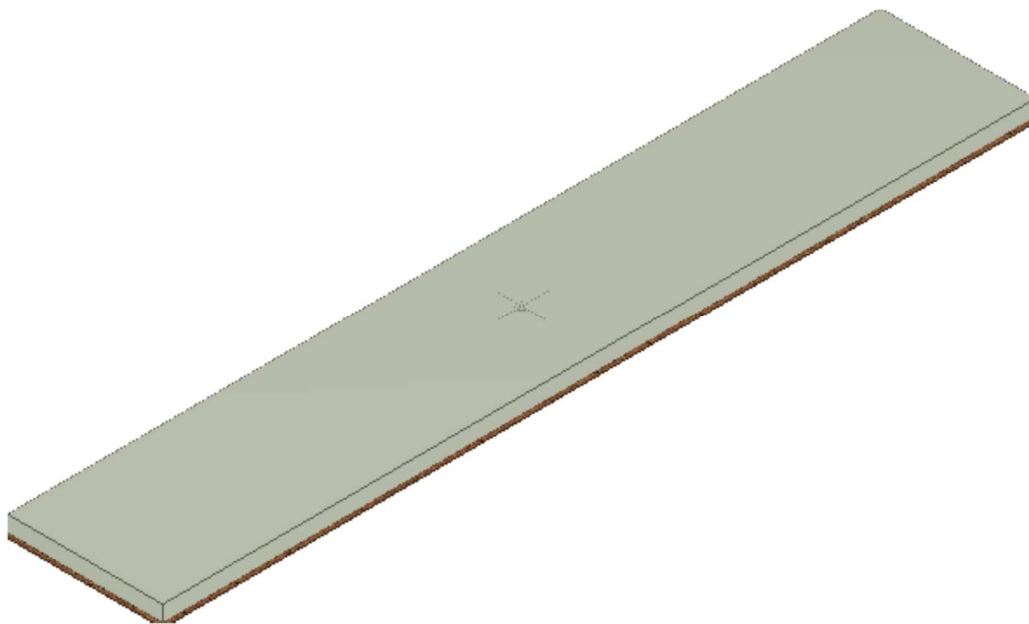


Vista assonometriche pozzetto tipo dim. 2.50x2.50 m

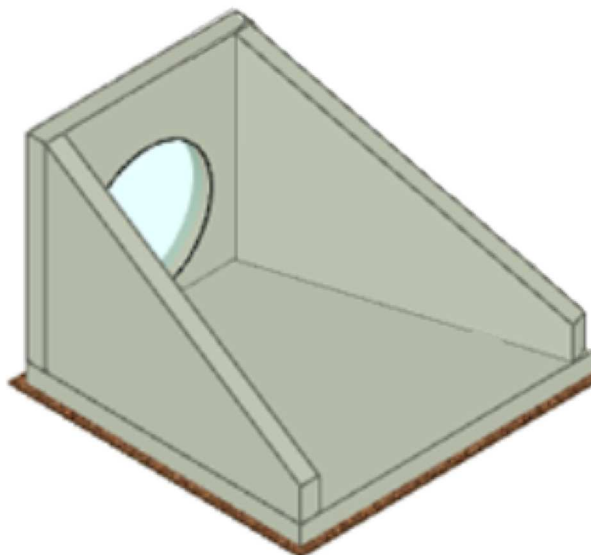


Vista assonometrica della platea per la posa del separatore di idrocarburi

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale O, X, Y, Z , ha versore $(1;1;-1)$



Vista assonometrica manufatto di sbocco nella vasca



2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

- **Legge 5 novembre 1971 n. 1086** (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)
"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".
- **Legge 2 febbraio 1974 n. 64** (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)
"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
Indicazioni progettuali per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.
- **D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018** (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8)
"Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni".

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 nelle seguenti norme:

- **Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti** (G.U. 11 febbraio 2019 n. 35 – Suppl. Ord. N. 5)
"Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche delle Costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018".

3 - MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

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'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

MATERIALI CALCESTRUZZO ARMATO

N _{id}	κ	τ _{,i}	E	G	C _{Erid}	Stz	R _{ck}	R _{cm}	%R _{ck}	τ	Caratteristiche calcestruzzo armato				
											f _{cd}	f _{ctd}	f _{cfm}	N	n Ac
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]		[N/mm ²]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		
Cls C25/30_B450C - (C25/30)															
001	25.000	0,000010	31.447	13.103	60	P	30,00	-	0,85	1,50	14,11	1,19	3,07	15	002

LEGENDA:

- N_{id}** Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
- κ** Peso specifico.
- τ_{,i}** Coefficiente di dilatazione termica.
- E** Modulo elastico normale.
- G** Modulo elastico tangenziale.
- C_{Erid}** Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [E_{sisma} = E · C_{Erid}].
- Stz** Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
- R_{ck}** Resistenza caratteristica cubica.
- R_{cm}** Resistenza media cubica.
- %R_{ck}** Percentuale di riduzione della R_{ck}
- τ** Coefficiente parziale di sicurezza del materiale.
- f_{cd}** Resistenza di calcolo a compressione.
- f_{ctd}** Resistenza di calcolo a trazione.
- f_{cfm}** Resistenza media a trazione per flessione.
- n Ac** Identificativo, nella relativa tabella materiali, dell'acciaio utilizzato: [-] = parametro NON significativo per il materiale.

MATERIALI ACCIAIO

Caratteristiche acciaio

N _{id}	κ	τ _i	E	G	Stz	f _{yk,1/ f_{yk,2}}		f _{tk,1/ f_{tk,2}}		f _{yd,1/ f_{yd,2}}		f _{td}	§	M1	M2	M3,SLV	M3,SLE	M7	
						[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]							NCnt	Cnt
Acciaio B450C - (B450C)																			
002	78.500	0,000010	210.000	80.769	P	450,00	-	391,30	-	1,15	-	-	-	-	-	-	-	-	-

LEGENDA:

- N_{id}** Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
- κ** Peso specifico.
- τ_i** Coefficiente di dilatazione termica.
- E** Modulo elastico normale.
- G** Modulo elastico tangenziale.
- Stz** Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
- f_{tk,1}** Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con t ≤ 40 mm).
- f_{tk,2}** Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).
- f_{td}** Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).
- §** Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV del materiale.
- M1** Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità.
- M2** Coefficiente parziale di sicurezza per sezioni tese indebolite.
- M3,SLV** Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLV (Bulloni).
- M3,SLE** Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLE (Bulloni).
- M7** Coefficiente parziale di sicurezza precarico di bulloni ad alta resistenza (Bulloni - NCnt = con serraggio NON controllato; Cnt = con serraggio controllato). [-] = parametro NON significativo per il materiale.
- f_{yk,1}** Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con t ≤ 40 mm).
- f_{yk,2}** Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).
- f_{yd,1}** Resistenza di calcolo (per profili con t ≤ 40 mm).
- f_{yd,2}** Resistenza di calcolo (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).
- NOTE** [-] = Parametro non significativo per il materiale.

TENSIONI AMMISSIBILI ALLO SLE DEI VARI MATERIALI

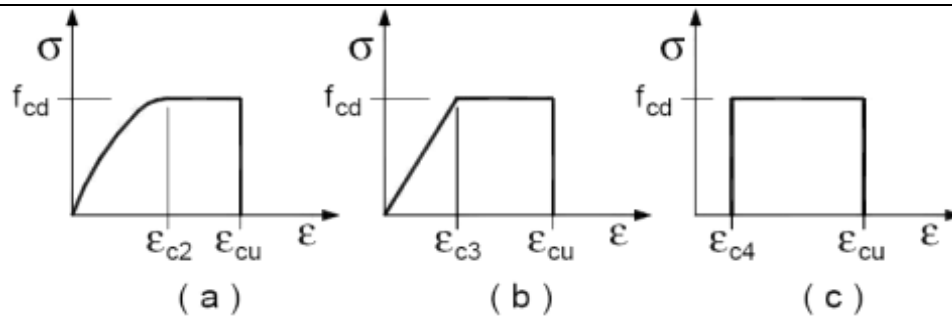
Tensioni ammissibili allo SLE dei vari materiali			
Materiale	SL	Tensione di verifica	t _{amm} [N/mm ²]
Cls C25/30_B450C	Caratteristica (RARA)	Compressione Calcestruzzo	14,94
	Quasi permanente	Compressione Calcestruzzo	11,21
Acciaio B450C	Caratteristica (RARA)	Trazione Acciaio	360,00

LEGENDA:

- SL** Stato limite di esercizio per cui si esegue la verifica.
- t_{amm}** Tensione ammissibile per la verifica.

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

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 riportato in fig. (a).



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

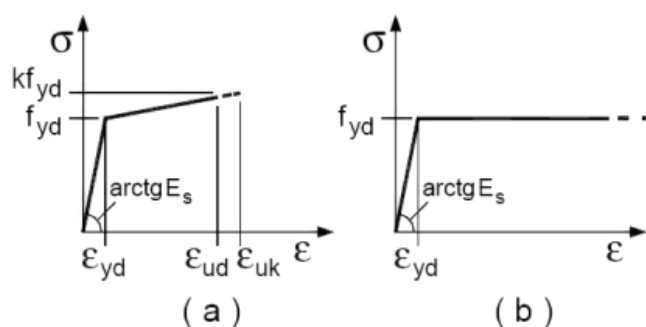
I valori di deformazione assunti sono:

$$\epsilon_{c2} = 0,0020;$$

$$\epsilon_{cu2} = 0,0035.$$

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 rappresentato in fig. (b).

La resistenza di calcolo è data da f_{yk}/γ_f . Il coefficiente di sicurezza γ si assume pari a 1,15.



4 - TERRENO DI FONDAZIONE

Le proprietà meccaniche dei terreni sono state investigate mediante specifiche prove mirate alla misurazione della velocità delle onde di taglio negli strati del sottosuolo.

In particolare, è stata calcolata una velocità di propagazione equivalente delle onde di taglio con la seguente relazione (eq. [3.2.1] D.M. 2018):

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

dove:

- h_i è lo spessore dell' i -simo strato;
- $V_{S,i}$ è la velocità delle onde di taglio nell' i -simo strato;
- N è il numero totale di strati investigati;
- H è la profondità del substrato con $V_S \geq 800$ m/s.

Le proprietà dei terreni sono, quindi, state ricondotte a quelle individuate nella seguente tabella, ponendo $H = 30$ m nella relazione precedente ed ottenendo il parametro $V_{S,30}$.

Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato (Tab. 3.2. Il D.M. 2018)

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

Le indagini effettuate, mirate alla valutazione della velocità delle onde di taglio ($V_{S,30}$), permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria **C [C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti]**. Le costanti di sottofondo (alla Winkler) del terreno sono state corrette secondo la seguente espressione:

$$K = c \cdot K_1;$$

dove:

K_1 costante di Winkler del terreno riferita alla piastra standard di lato $b = 30$ cm;

c coefficiente di correzione, funzione del comportamento del terreno e della particolare geometria degli elementi di fondazione. Nel caso di "Riduzione Automatica" è dato dalle successive espressioni:

$$c = \left[\frac{(B+b)}{2 \cdot B} \right]^2$$

per terreni incoerenti
(Rif. Evaluation of coefficients of subgrade reaction
K. Terzaghi, 1955 p.315)

$$c = \left(\frac{L/B + 0,5}{1,5 \cdot L/B} \right) \cdot \frac{b}{B}$$

per terreni coerenti
(Rif. Evaluation of coefficients of subgrade reaction
K. Terzaghi, 1955 p.315)

Essendo:

$b = 0,30$ m, dimensione della piastra standard;

L = lato maggiore della fondazione;

B = lato minore della fondazione.

Nel caso di stratigrafia la costante di sottofondo utilizzata nel calcolo delle **sollecitazioni** è quella del terreno a contatto con la fondazione, mentre nel calcolo dei **cedimenti** la costante di sottofondo utilizzata è calcolata come media pesata delle costanti di sottofondo presenti nel volume significativo della fondazione.

TERRENI

N _{TRN}	γ _T [N/m ³]	K ₁			φ [°]	c _u [N/mm ²]	c' [N/mm ²]	E _d [N/mm ²]	E _{cu} [N/mm ²]	A _{S-B}
		K _{1X} [N/cm ³]	K _{1Y} [N/cm ³]	K _{1Z} [N/cm ³]						
Rilevato autostradale										
T001	19.000	60	60	200	30	0,030	0,000	60	1	0,000

LEGENDA:

- N_{TRN}** Numero identificativo del terreno.
- γ_T** Peso specifico del terreno.
- K₁** Valori della costante di Winkler riferita alla piastra Standard di lato b = 30 cm nelle direzioni degli assi del riferimento globale X (K_{1X}), Y (K_{1Y}), e Z (K_{1Z}).
- φ** Angolo di attrito del terreno.
- c_u** Coesione non drenata.
- c'** Coesione efficace.
- E_d** Modulo edometrico.
- E_{cu}** Modulo elastico in condizione non drenate.
- A_{S-B}** Parametro "A" di Skempton-Bjerrum per pressioni interstiziali.

TERRENI

N _{TRN}	γ _T [N/m ³]	K ₁			φ [°]	c _u [N/mm ²]	c' [N/mm ²]	E _d [N/mm ²]	E _{cu} [N/mm ²]	A _{S-B}
		K _{1X} [N/cm ³]	K _{1Y} [N/cm ³]	K _{1Z} [N/cm ³]						
Sabbia medio fine con ghiaia eterometrica										
T001	18.000	80	80	300	31	0,000	0,000	150	0	0,000

LEGENDA:

- N_{TRN}** Numero identificativo del terreno.
- γ_T** Peso specifico del terreno.
- K₁** Valori della costante di Winkler riferita alla piastra Standard di lato b = 30 cm nelle direzioni degli assi del riferimento globale X (K_{1X}), Y (K_{1Y}), e Z (K_{1Z}).
- φ** Angolo di attrito del terreno.
- c_u** Coesione non drenata.
- c'** Coesione efficace.
- E_d** Modulo edometrico.
- E_{cu}** Modulo elastico in condizione non drenate.
- A_{S-B}** Parametro "A" di Skempton-Bjerrum per pressioni interstiziali.

5 - ANALISI DEI CARICHI

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica.

Essa, infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del punto 3.1 del **D.M. 2018**.

In particolare, è stato fatto utile riferimento alle Tabelle 3.1.I e 3.1.II del D.M. 2018, per i pesi propri dei materiali e per la quantificazione e classificazione dei sovraccarichi, rispettivamente. La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

ANALISI CARICHI POZZETTO TIPO 1.75x1.95

Analisi carichi

N _{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
										[N/m ²]
001	S	Soletta di copertura del pozzetto	Permanenti strutturale e NON strutturale e carichi variabili	Peso proprio della soletta	7.500	Barriera di sicurezza tipo New Jersey (carico lineare pari a 6.250 N/m)	10.000	-	0	1.235
002	S	Platea di fondazione del pozzetto	Permanente strutturale	Peso proprio della platea di fondazione	10.000	-	0	-	0	0
003	C	MCP1	Carico mobile Schema 3	-	0	-	0	150 kN con impronta quadrata di lato 0.40 m	937.500	0
004	C	MCP2	Carico mobile Schema 2	-	0	-	0	200 kN con impronta rettangolare di lato 0.60 x 0.35 m	952.380	0
005	S	MCP3	Carico mobile Schema 5	-	0	-	0	Folla compatta	5.000	0

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo dell'analisi di carico.

T. C. Identificativo del tipo di carico: [S] = Superficiale - [L] = Lineare - [C] = Concentrato.

PP, PNS, SA Valori, rispettivamente, del Peso Proprio, del Sovraccarico Permanente NON strutturale, del Sovraccarico Accidentale. Secondo il tipo di carico indicato nella colonna "T.C." ("S" - "L" - "C"), i valori riportati nelle colonne "PP", "PNS" e "SA", sono espressi in [N/m²] per carichi Superficiali, [N/m] per carichi Lineari, [N] per carichi Concentrati.

ANALISI CARICHI POZZETTO TIPO 1.75x1.75

Analisi carichi

Nid	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
										[N/m²]
001	S	Soletta con sovrastruttura stradale	Permanenti strutturale e NON strutturaie e carichi variabili	Peso proprio della soletta	7.500	Manto di usura in asfalto compresso cilindrato (s=3 cm; peso specifico 2100 N/mc); binder compresso cilindrato (s=7 cm; peso specifico 1800 N/mc); strato di base in misto granulare (s=20 cm; peso specifico 1550 N/mc)	500	-	0	1.235
002	S	Platea di fondazione del pozzetto	Permanente strutturale	Peso proprio della platea di fondazione	10.000	.	0	-	0	0
003	S	Grigliato metallico 120x4_22x76	Permanenti NON Strutturali	Peso proprio del grigliato metallico	2.000	-	0	Folla compatta	5.000	0
004	C	MCP1	Carico mobile Schema 5	-	0	-	0	Folla compatta	5.000	0
005	C	MCP2	Carico mobile Schema 2	-	0	-	0	200 kN con impronta rettangolare di lato 0.60 x 0.35 m Trasportata nel baricentro della soletta	124.225	0

ANALISI CARICHI POZZETTO TIPO 2.50x2.50

Analisi carichi

N _{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
										[N/m ²]
001	S	Soletta pozzetto	Coperture accessibili solo per manutenzione	Peso proprio della soletta (s=30 cm)	7.500	-	0	Coperture accessibili per sola manutenzione (Cat.H – Tab. 3.1.II – DM 17.01.2018)	500	1.122
002	S	Platea pozzetto	Coperture accessibili solo per manutenzione	Peso proprio della platea (s=30 cm)	7.500	-	0	Coperture accessibili per sola manutenzione (Cat.H – Tab. 3.1.II – DM 17.01.2018)	500	0

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo dell'analisi di carico.

T. C. Identificativo del tipo di carico: [S] = Superficiale - [L] = Lineare - [C] = Concentrato.

PP, PNS, Valori, rispettivamente, del Peso Proprio, del Sovraccarico Permanente NON strutturale, del Sovraccarico Accidentale. Secondo

SA il tipo di carico indicato nella colonna "T.C." ("S" - "L" - "C"), i valori riportati nelle colonne "PP", "PNS" e "SA", sono espressi in [N/m²] per carichi Superficiali, [N/m] per carichi Lineari, [N] per carichi Concentrati.

ANALISI CARICHI PLATEA

Analisi carichi

N _{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
										[N/m ²]
001	S	Platea fondazione separatore di idrocarburi	Permanenti strutturale e NON strutturale	Peso proprio della platea di fondazione	7.500	Rinterro con sabbia	31.000	-	0	0
002	C	Separatore di idrocarburi	Permanente NON strutturale	Separatore di idrocarburi a pieno carico	54.000	-	0	-	0	0

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo dell'analisi di carico.

T. C. Identificativo del tipo di carico: [S] = Superficiale - [L] = Lineare - [C] = Concentrato.

PP, PNS, Valori, rispettivamente, del Peso Proprio, del Sovraccarico Permanente NON strutturale, del Sovraccarico Accidentale. Secondo il tipo

SA di carico indicato nella colonna "T.C." ("S" - "L" - "C"), i valori riportati nelle colonne "PP", "PNS" e "SA", sono espressi in [N/m²] per carichi Superficiali, [N/m] per carichi Lineari, [N] per carichi Concentrati.

ANALISI CARICHI MANUFATTO DI SBOCCO

Analisi carichi

N _{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
										[N/m ²]
001	S	Platea di fondazione manufatto in c.a.	Permanenti strutturale e carico variabile	Peso proprio della platea di fondazione	4,212	Sovraccarico terreno [3 ton/mq]	1,90	-	0	*

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo dell'analisi di carico.

T. C. Identificativo del tipo di carico: [S] = Superficiale - [L] = Lineare - [C] = Concentrato.

PP, PNS, SA Valori, rispettivamente, del Peso Proprio, del Sovraccarico Permanente NON strutturale, del Sovraccarico Accidentale. Secondo il tipo di carico indicato nella colonna "T.C." ("S" - "L" - "C"), i valori riportati nelle colonne "PP", "PNS" e "SA", sono espressi in [N/m²] per carichi Superficiali, [N/m] per carichi Lineari, [N] per carichi Concentrati.

* il sovraccarico dovuto alla neve è ampiamente tenuto in conto dal sovraccarico al terreno di 3 ton/m².

6 - VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al §3.2 del D.M. 2018 "Norme tecniche per le Costruzioni". In particolare, il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica.
- Individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base a_g , F_0 e T_c^* per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio.
- Determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.
- Calcolo del periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerate. Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito rispetto al Datum **ED50**:

Latitudine	Longitudine	Altitudine
[°]	[°]	[m]
45.439875	7.850298	242

6.1 Verifiche di regolarità per i pozzetti tipo ed il manufatto di sbocco

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di comportamento adottato, deve essere effettuato il controllo della regolarità della struttura.

La tabella seguente riassume, per le strutture in esame, le condizioni di regolarità in pianta ed in altezza soddisfatte.

La rigidezza è calcolata come rapporto fra il taglio complessivamente agente al piano e d , spostamento relativo di piano (il taglio di piano è la sommatoria delle azioni orizzontali agenti al di sopra del piano considerato).

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN PIANTA	
La distribuzione di masse e rigidità è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidità nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento	SI
Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4	SI
Ciascun orizzontamento ha una rigidità nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidità degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione	SI
REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA	
Tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio	SI
Massa e rigidità rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidità non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidità si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base	SI
Il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti	NO
Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento	SI

Le strutture sono pertanto:

in pianta	in altezza
REGOLARE	REGOLARE

6.2 Classe di duttilità del pozzetto tipo e del manufatto di sbocco

La classe di duttilità è rappresentativa della capacità dell'edificio di dissipare energia in campo anelastico per azioni cicliche ripetute. deformazioni anelastiche devono essere distribuite nel maggior numero di elementi duttili, in

particolare le travi, salvaguardando in tal modo i pilastri e soprattutto i nodi travi pilastro che sono gli elementi più fragili.

Il D.M. 2018 definisce due tipi di comportamento strutturale:

- a) comportamento strutturale non-dissipativo;
- b) comportamento strutturale dissipativo.

Per strutture con comportamento strutturale dissipativo si distinguono due livelli di Capacità Dissipativa o Classi di Duttilità (CD).

- CD“A” (Alta);
- CD“B” (Bassa).

La differenza tra le due classi risiede nell'entità della plasticizzazione cui ci si riconduce in fase di progettazione; per ambedue le classi, onde assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e duttile evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili impreveduti, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

La struttura in esame è stata progettata in classe di duttilità "**BASSA**".

6.3 Spettri di Progetto per S.L.U. e S.L.D.

I manufatti sono stati progettati per una **Vita Nominale** pari a **100** e per **Classe d'Uso** pari a **4**.

In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il **suolo** di fondazione di **categoria C**, cui corrispondono i seguenti valori per i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

Stato Limite	a_g/g	F_0	Parametri di pericolosità sismica					S_s
			T^*_c	C_c	T_B	T_c	T_D	
			[s]		[s]	[s]	[s]	
SLO	0.0304	2.662	0.224	1.72	0.128	0.385	1.722	1.50
SLD	0.0351	2.668	0.240	1.68	0.135	0.404	1.741	1.50
SLV	0.0594	2.807	0.314	1.54	0.161	0.483	1.837	1.50
SLC	0.0627	2.837	0.320	1.53	0.163	0.489	1.851	1.50

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre all'accelerazione (a_g) al suolo (dipendente dalla classificazione sismica del Comune) occorre determinare il Fattore di Comportamento (q).

Il Fattore di comportamento q è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttilità e dalla regolarità in altezza.

Si è inoltre assunto il **Coefficiente di Amplificazione Topografica** (S_T) pari a **1.00**.

Per le strutture in esame sono stati determinati i seguenti valori:

Stato Limite di Danno

Fattore di Comportamento (q_x) per sisma orizzontale in direzione X:	1.00;
Fattore di Comportamento (q_y) per sisma orizzontale in direzione Y:	1.00;
Fattore di Comportamento (q_z) per sisma verticale:	1.00 (se richiesto).

Stato Limite di salvaguardia della Vita

Fattore di Comportamento (q_x) per sisma orizzontale in direzione X:	1.50;
--	--------------

Fattore di Comportamento (q_y) per sisma orizzontale in direzione Y: **1.50**;
 Fattore di Comportamento (q_z) per sisma verticale: **1.50** (se richiesto).

Di seguito si esplicita il calcolo del fattore di comportamento utilizzato per il sisma orizzontale:

Tipologia (§7.4.3.2 D.M. 2018)	Dir. X	Dir. Y
	A pareti, miste equivalenti a pareti	A pareti, miste equivalenti a pareti
Tipologia strutturale	con pareti non accoppiate	con pareti non accoppiate
a_u/τ	1.00	1.00
k_w	0.50	0.50
q_0	1.50	1.50
k_R	1.00	

Il fattore di comportamento è calcolato secondo la relazione (7.3.1) del §7.3.1 del D.M. 2018:

$$q = q_0 \cdot k_R;$$

dove:

k_w è il coefficiente che riflette la modalità di collasso prevalente in sistemi strutturali con pareti.

q_0 è il valore massimo del fattore di comportamento che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione.

NOTA: il valore proposto di q_0 è già ridotto dell'eventuale coefficiente k_w ;

k_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

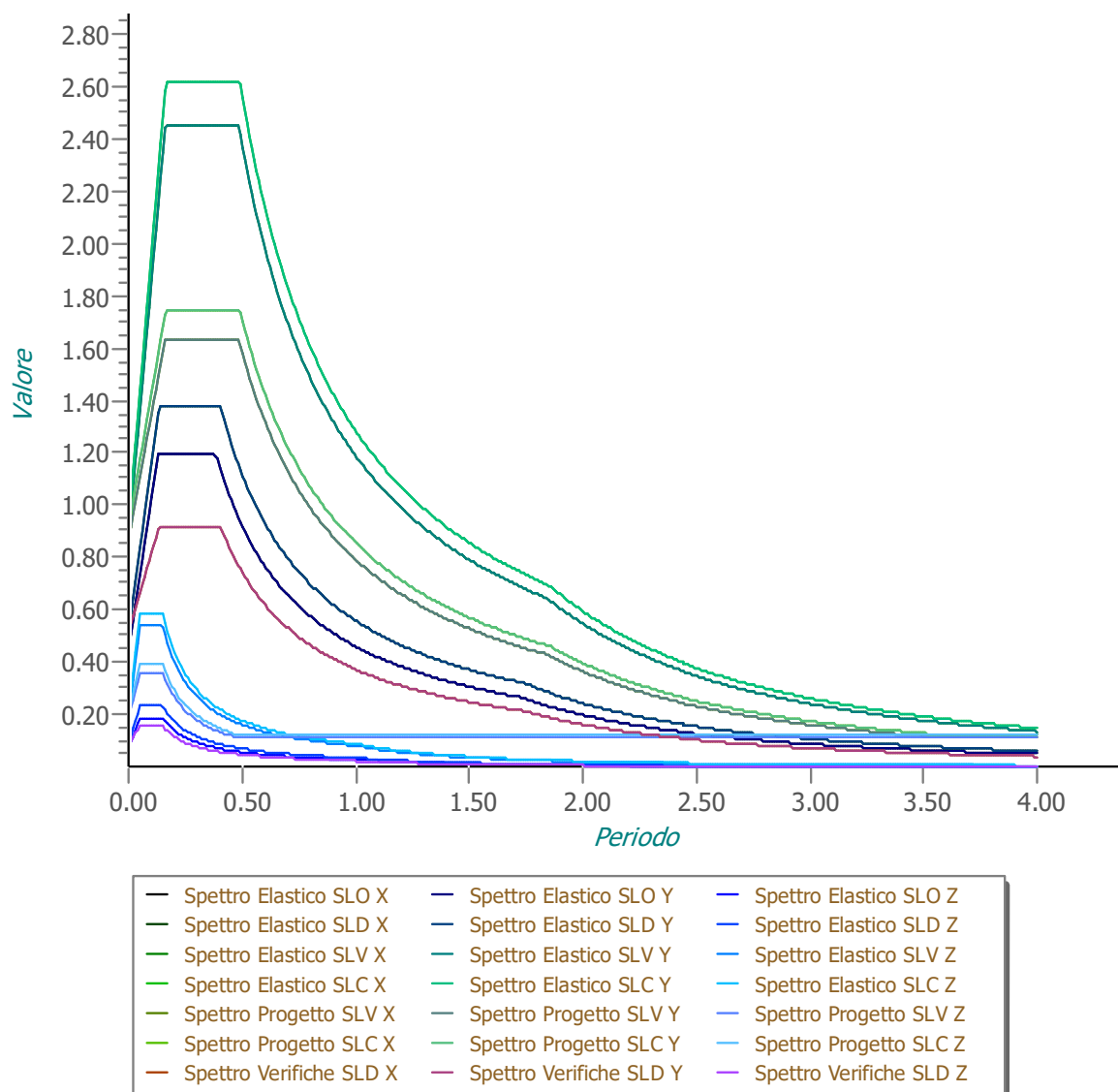
N.B: Per le costruzioni **regolari in pianta**, qualora non si proceda ad un'analisi non lineare finalizzata alla valutazione del rapporto α_u/α_1 , per esso possono essere adottati i valori indicati nel §7.4.3.2 del D.M. 2018 per le diverse tipologie costruttive. Per le costruzioni **non regolari in pianta**, si possono adottare valori di α_u/α_1 pari alla media tra 1,0 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2 D.M. 2018) (cfr. Tabella 7.3.11 D.M. 2018)

Tipologia strutturale	q_0	
	CD "A"	CD "B"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. §7.4.3.1)	4,5 α_u/α_1	3,0 α_u/α_1
Strutture a pareti non accoppiate (v. §7.4.3.1)	4,0 α_u/α_1	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. §7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. §7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. §7.4.3.1)	3,5	2,5

Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.

Grafico degli Spettri di Risposta



6.4 Metodo di Analisi

Gli effetti del sisma sono stati valutati convenzionalmente mediante analisi statica della struttura soggetta a:

- un sistema di forze orizzontali parallele alle direzioni ipotizzate per il sisma, distribuite (sia planimetricamente che altimetricamente) in modo da simulare gli effetti dinamici del sisma.
- un sistema di forze verticali, distribuite sulla struttura proporzionalmente alle masse presenti.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche. Il calcolo è stato effettuato mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito.

Il calcolo degli effetti dell'azione sismica è stato eseguito con riferimento alla struttura spaziale, tenendo cioè conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione escludendo i tamponamenti. Non ci sono approssimazioni su tetti inclinati, piani sfalsati o scale, solette, pareti irrigidenti e nuclei.

Si è tenuto conto delle deformabilità taglianti e flessionali degli elementi monodimensionali; muri, pareti, setti, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento a guscio (sia a piastra che a lastra).

Sono stati considerati sei gradi di libertà per nodo; in ogni nodo della struttura sono state applicate le forze sismiche derivanti dalle masse circostanti.

Le sollecitazioni derivanti da tali forze sono state poi combinate con quelle derivanti dagli altri carichi come prima specificato.

6.5 Valutazione degli spostamenti

Gli spostamenti d_E della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV sono stati ottenuti moltiplicando per il fattore μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

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

dove

$$\begin{aligned} \mu_d &= q && \text{se } T_1 \geq T_C; \\ \mu_d &= 1 + (q-1) \cdot T_C / T_1 && \text{se } T_1 < T_C. \end{aligned}$$

In ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

6.6 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Le azioni orizzontali dovute al sisma sulla struttura vengono convenzionalmente determinate come agenti separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate. In generale, però, le componenti orizzontali del sisma devono essere considerate come agenti simultaneamente. A tale scopo, la combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY}$$

$$E_{EdY} \pm 0,30E_{EdX}$$

dove:

E_{EdX} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale X scelto della struttura;

E_{EdY} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale Y scelto della struttura.

L'azione sismica verticale deve essere considerata in presenza di: elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi pressoché orizzontali precompressi, elementi a sbalzo pressoché orizzontali con luce maggiore di 5 m, travi che sostengono colonne, strutture isolate.

La combinazione della componente verticale del sisma, qualora portata in conto, con quelle orizzontali è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali e verticali del sisma sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY} \pm 0,30E_{EdZ}$$

$$E_{EdY} \pm 0,30E_{EdX} \pm 0,30E_{EdZ}$$

$$E_{EdZ} \pm 0,30E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY}$$

dove:

E_{EdX} e E_{EdY} sono gli effetti dell'azione sismica nelle direzioni orizzontali prima definite;

E_{EdZ} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione della componente verticale dell'azione sismica di progetto.

6.7 Eccentricità accidentali

Per valutare le eccentricità accidentali, previste in aggiunta all'eccentricità effettiva sono state considerate condizioni di carico aggiuntive ottenute applicando l'azione sismica nelle posizioni del centro di massa di ogni piano ottenute traslando gli stessi, in ogni direzione considerata, di una distanza pari a +/- 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica. Si noti che la distanza precedente, nel caso di distribuzione degli elementi non strutturali fortemente irregolare in pianta, viene raddoppiata ai sensi del § 7.2.3 del D.M. 2018.

7 - AZIONI SULLA STRUTTURA

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 2018. I carichi agenti sugli orizzontamenti, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pareti, solette e platee).

Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite (variabili con legge lineare ed agenti lungo tutta l'asta o su tratti limitati di essa).

Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

7.1 Stato Limite di Salvaguardia della Vita

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots \quad (1)$$

dove:

- G_1 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- Q azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
 - di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
 - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- $\gamma_g, \gamma_q, \gamma_p$ coefficienti parziali come definiti nella Tab. 2.6.I del D.M. 2018;

Ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base (Q_{ki} nella formula precedente).

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + \gamma_i \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

- E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;
- G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- Ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;
- Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i .

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \gamma_i (\Psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti Ψ_{2i} sono riportati nella seguente tabella:

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al §2.6.1 del D.M. 2018, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**.

Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti nella Tab. 6.2.I del D.M. 2018.

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella Tab. 6.2.II del D.M. 2018.

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della Tab. 6.4.I del D.M. 2018 per le fondazioni superficiali.

Si è quindi provveduto a progettare le armature di ogni elemento strutturale per ciascuno dei valori ottenuti secondo le modalità precedentemente illustrate.

Categoria/Azione	Ψ_{2i}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,3
Categoria B - Uffici	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,6
Categoria E - Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0,8
Categoria F - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,6
Categoria G - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,3

Categoria H - Coperture	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	*
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	*
Vento	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,2
Carichi mobili (schema 2, schema 3, schema5)	0,0
Variazioni termiche	0,0
* "Da valutarsi caso per caso"	

7.2 Stato Limite di Danno

L'azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo Stato Limite di Danno, è stata combinata con le altre azioni mediante una relazione del tutto analoga alla precedente:

$$G_1 + G_2 + P + E + \gamma_i \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

- E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;
- G₁ rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G₂ rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- Ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i;
- Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i.

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \gamma_i (\Psi_{2i} \cdot Q_{ki}).$$

I valori dei coefficienti Ψ_{2i} sono riportati nella tabella di cui allo SLV.

7.3 Stati Limite di Esercizio

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state semi progettate le aste in c.a. sono state ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 2018 al §2.5.3.

Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

rara	frequente	quasi permanente
$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \sum_{i > 1} \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

dove:

- G_{kj}: valore caratteristico della j-esima azione permanente;
- P_{kh}: valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;
- Q_{kl}: valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- Q_{ki}: valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- Ψ_{0i}: coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;

- Ψ_{1i} : coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
- Ψ_{2i} : coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti Ψ_{0i} , Ψ_{1i} , Ψ_{2i} sono attribuiti i seguenti valori:

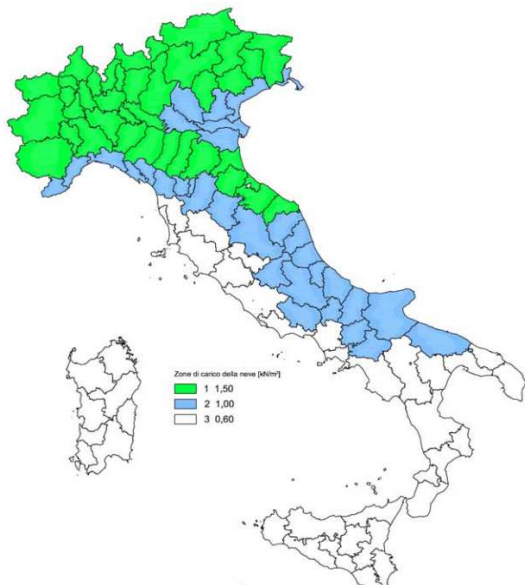
Azione	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B – Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H – Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Carichi mobili (schema 2)	0,0	0,7	0,0
Carichi mobili (schema 3)	0,4	0,4	0,0
Carichi mobili (schema 5)	0,4	0,4	0,0
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base [Q_{k1} nella formula (1)], con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento (trave, pilastro, etc...) sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione).

7.4 Azione della neve

Valori di riferimento del carico della neve al suolo, q_{sk} (cfr. §3.4.2 D.M. 2018)

Zona	$a_s \leq 200$ m	$a_s > 200$ m
I – Alpina	$q_{sk} = 1,50$ kN/m ²	$q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2]$ kN/m ²
I – Mediterranea	$q_{sk} = 1,50$ kN/m ²	$q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2]$ kN/m ²
II	$q_{sk} = 1,00$ kN/m ²	$q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2]$ kN/m ²
III	$q_{sk} = 0,60$ kN/m ²	$q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2]$ kN/m ²

	<p>Zone di carico della neve</p> <p>I - Alpina: Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza</p> <p>I - Mediterranea: Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese</p> <p>II: Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona</p> <p>III: Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo</p>
<p>Mappa delle zone di carico della neve [cfr. Fig. 3.4.1 D.M. 2018].</p>	

Il carico da neve è stato calcolato seguendo le prescrizioni del §3.4 del D.M. 2018. Il carico da neve, calcolato come di seguito riportato, è stato combinato con le altre azioni variabili, utilizzando i coefficienti di combinazione della Tabella 2.5.I del D.M. 2018. Il carico da neve superficiale da applicare sulle coperture è stato stimato utilizzando la relazione [cfr. §3.4.1 D.M. 2018]:

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

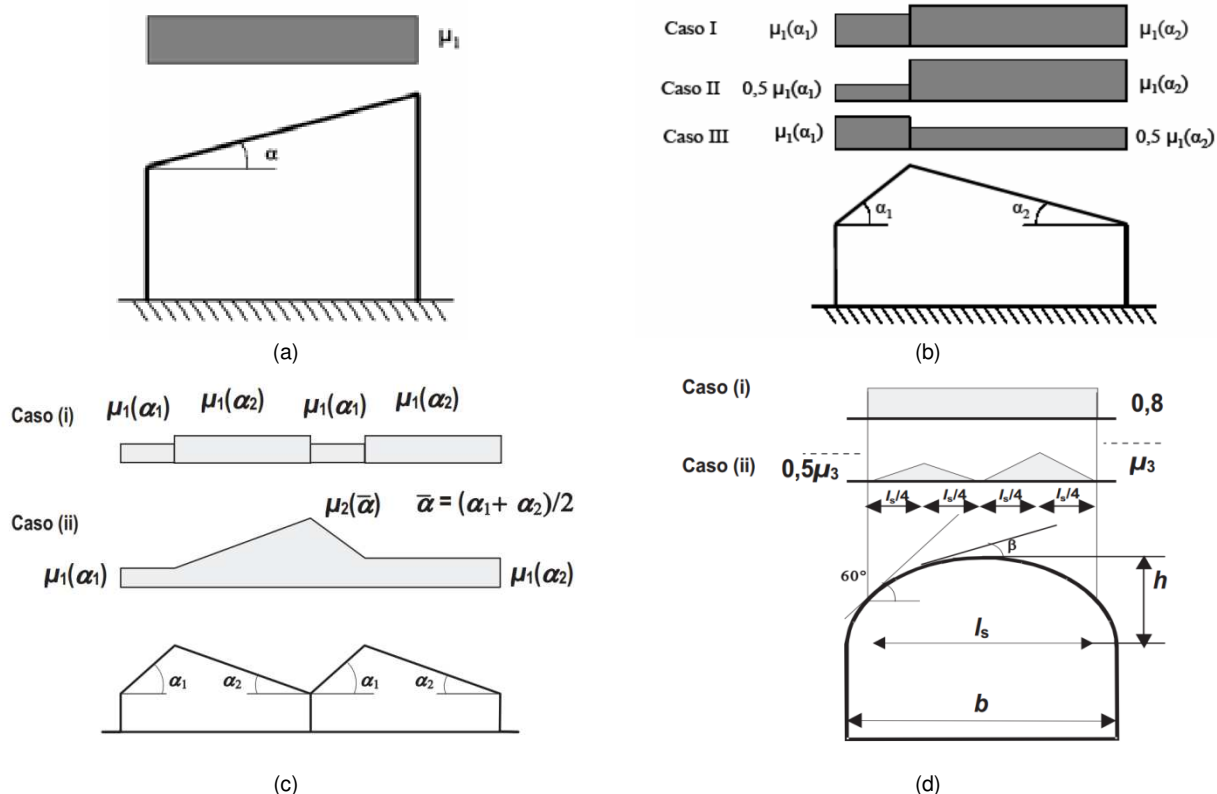
dove:

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, in [kN/m²]. Tale valore è calcolato in base alla posizione ed all'altitudine (a_s) secondo quanto indicato alla seguente tabella;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura, funzione dell'inclinazione della falda (α) e della sua morfologia (vedi tabelle seguenti);

Valori dei coefficienti di forma per falde piane (cfr. Tab. 3.4.II D.M. 2018)

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot (60 - \alpha) / 30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \cdot \alpha / 30$	1,6	-

I coefficienti di forma definiti nelle tabelle precedenti sono stati utilizzati per la scelta delle combinazioni di carico da neve indicate nelle seguenti figure.



Coefficienti di forma e relative combinazioni di carico per la neve: (a) coperture ad una falda [cfr. 3.4.5.2 D.M. 2018], (b) coperture a due falde [cfr. 3.4.5.3 D.M. 2018], (c) coperture a più falde [cfr. C3.4.5.4 Circolare 02-02-2009 n. 617], (d) coperture cilindriche [cfr. C3.4.5.5 Circolare 02-02-2009 n. 617].

- C_E è il coefficiente di esposizione, funzione della topografia del sito (si veda la seguente tabella);

Valori di C_E per diverse classi di esposizione (cfr. Tab. 3.4.I D.M. 2018)

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

C_t è il coefficiente termico, cautelativamente posto pari ad 1 (cfr. §3.4.4 D.M. 2018).

8 - CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

8.1 Denominazione

Nome del Software	EdiLus
Versione	BIM(f)
Caratteristiche del Software	Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows
Numero di serie	17070911
Produzione e Distribuzione	ACCA software S.p.A. Contrada Rosole 13 83043 BAGNOLI IRPINO (AV) - Italy Tel. 0827/69504 r.a. - Fax 0827/601235 e-mail: info@acca.it - Internet: www.acca.it

8.2 Sintesi delle funzionalità generali

Il pacchetto consente di modellare la struttura, di effettuare il dimensionamento e le verifiche di tutti gli elementi strutturali e di generare gli elaborati grafici esecutivi.

È una procedura integrata dotata di tutte le funzionalità necessarie per consentire il calcolo completo di una struttura mediante il metodo degli elementi finiti (FEM); la modellazione della struttura è realizzata tramite elementi Beam (travi) e Shell (platee, pareti, solette).

L'input della struttura avviene per oggetti (travi, solette, pareti) in un ambiente grafico integrato; il modello di calcolo agli elementi finiti, che può essere visualizzato in qualsiasi momento in una apposita finestra, viene generato dinamicamente dal software.

Apposite funzioni consentono la creazione e la manutenzione di archivi Sezioni, Materiali e Carichi; tali archivi sono generali, nel senso che sono creati una tantum e sono pronti per ogni calcolo, potendoli comunque integrare/modificare in ogni momento.

L'utente non può modificare il codice ma soltanto eseguire delle scelte come:

- definire i vincoli di estremità per ciascuna asta (vincoli interni) e gli eventuali vincoli nei nodi (vincoli esterni);
- modificare i parametri necessari alla definizione dell'azione sismica;
- definire condizioni di carico;
- definire gli impalcati come rigidi o meno.

Il programma è dotato di un manuale tecnico ed operativo. L'assistenza è effettuata direttamente dalla casa produttrice, mediante linea telefonica o e-mail.

Il calcolo si basa sul solutore agli elementi finiti **MICROSAP** prodotto dalla società **TESYS srl**. La scelta di tale codice è motivata dall'elevata affidabilità dimostrata e dall'ampia documentazione a disposizione, dalla quale risulta la sostanziale uniformità dei risultati ottenuti su strutture standard con i risultati internazionalmente accettati ed utilizzati come riferimento.

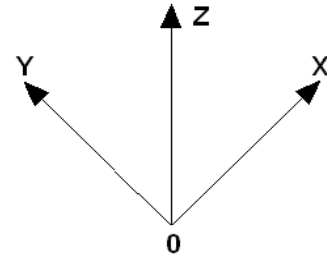
Tutti i risultati del calcolo sono forniti, oltre che in formato numerico, anche in formato grafico permettendo così di evidenziare agevolmente eventuali incongruenze.

Il programma consente la stampa di tutti i dati di input, dei dati del modello strutturale utilizzato, dei risultati del calcolo e delle verifiche dei diagrammi delle sollecitazioni e delle deformate.

8.3 Sistemi di Riferimento

8.3.1 Riferimento globale

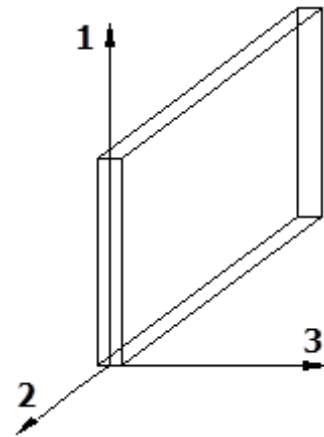
Il sistema di riferimento globale, rispetto al quale va riferita l'intera struttura, è costituito da una terna di assi cartesiani sinistrorsa O, X, Y, Z (X, Y, e Z sono disposti e orientati rispettivamente secondo il pollice, l'indice ed il medio della mano destra, una volta posizionati questi ultimi a 90° tra loro).



8.3.2 Riferimento locale per pareti

Una parete è costituita da una sequenza di setti; ciascun setto è caratterizzato da un sistema di riferimento locale 1-2-3 così individuato:

- asse 1, coincidente con l'asse globale Z;
- asse 2, parallelo e discorde alla linea d'asse della traccia del setto in pianta;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.



Su ciascun setto l'utente ha la possibilità di applicare uno o più carichi uniformemente distribuiti comunque orientati nello spazio; le componenti di tali carichi possono essere fornite, a discrezione dell'utente, rispetto al riferimento globale X,Y,Z oppure rispetto al riferimento locale 1,2,3 appena definito.

Si rende necessario, a questo punto, meglio precisare le modalità con cui EdiLus restituisce i risultati di calcolo. Nel modello di calcolo agli elementi finiti ciascun setto è discretizzato in una serie di elementi tipo "shell" interconnessi; il solutore agli elementi finiti integrato nel programma EdiLus, definisce un riferimento locale per ciascun elemento shell e restituisce i valori delle tensioni esclusivamente rispetto a tali riferimenti. Il software EdiLus provvede ad omogeneizzare tutti i valori riferendoli alla terna 1-2-3.

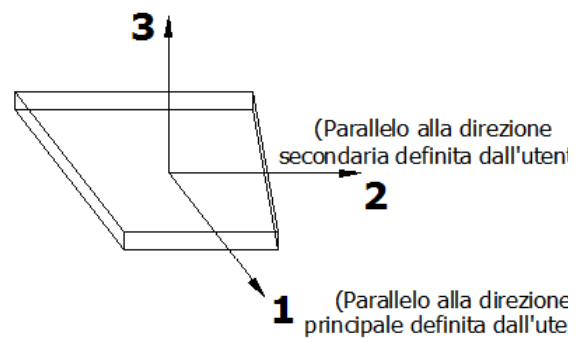
Tale operazione consente, in fase di input, di ridurre al minimo gli errori dovuti alla complessità d'immissione dei dati stessi ed allo stesso tempo di restituire all'utente dei risultati facilmente interpretabili. Tutti i dati cioè, sia in fase di input che in fase di output, sono organizzati secondo un criterio razionale vicino al modo di operare del tecnico e svincolato dal procedimento seguito dall'elaboratore elettronico. In tal modo ad esempio, il significato dei valori delle tensioni può essere compreso con immediatezza non solo dal progettista che ha operato con il programma ma anche da un tecnico terzo non coinvolto nell'elaborazione; entrambi, così, potranno controllare con facilità dal tabulato di calcolo, la congruità dei valori riportati.

Un'ultima notazione deve essere riservata alla modalità con cui il programma fornisce le armature delle pareti, con riferimento alla faccia anteriore e posteriore. La faccia anteriore è quella di normale uscente concorde all'asse 3 come prima definito o, identicamente, quella posta alla destra dell'osservatore che percorresse il bordo superiore della parete concordemente al verso di tracciamento.

8.3.3 Riferimento locale per solette e platee

Ciascuna soletta e platea è caratterizzata da un sistema di riferimento locale 1,2,3 così definito:

- asse 1, coincidente con la direzione principale di armatura;
- asse 2, coincidente con la direzione secondaria di armatura;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.



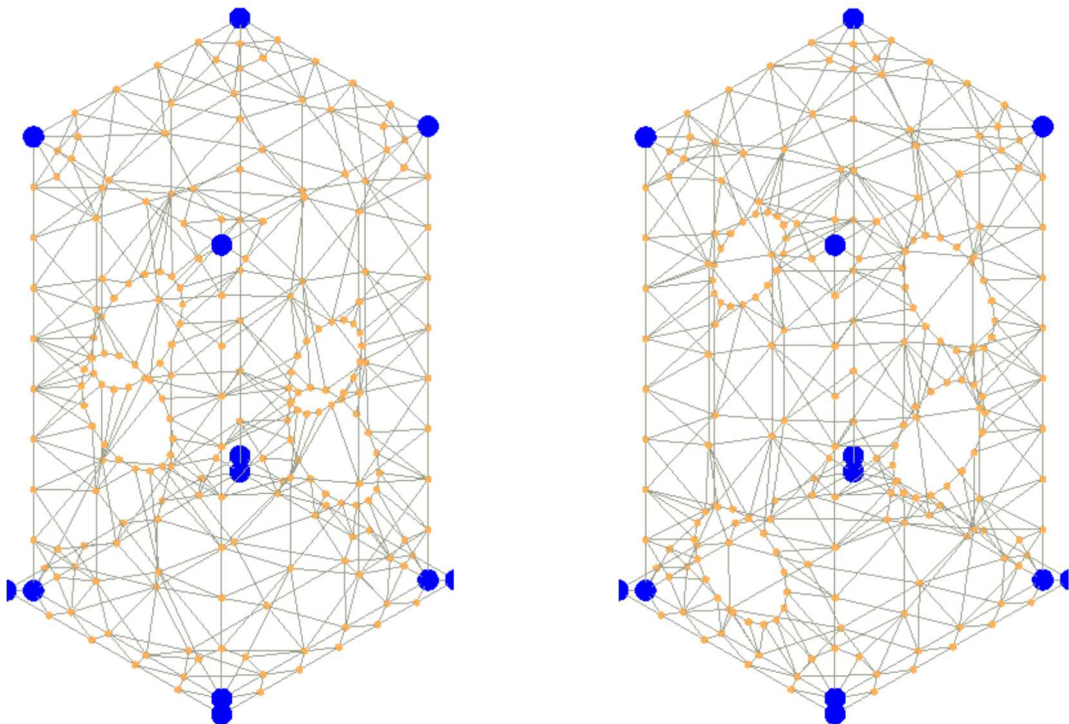
8.4 Modello di Calcolo

Il modello della struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche.

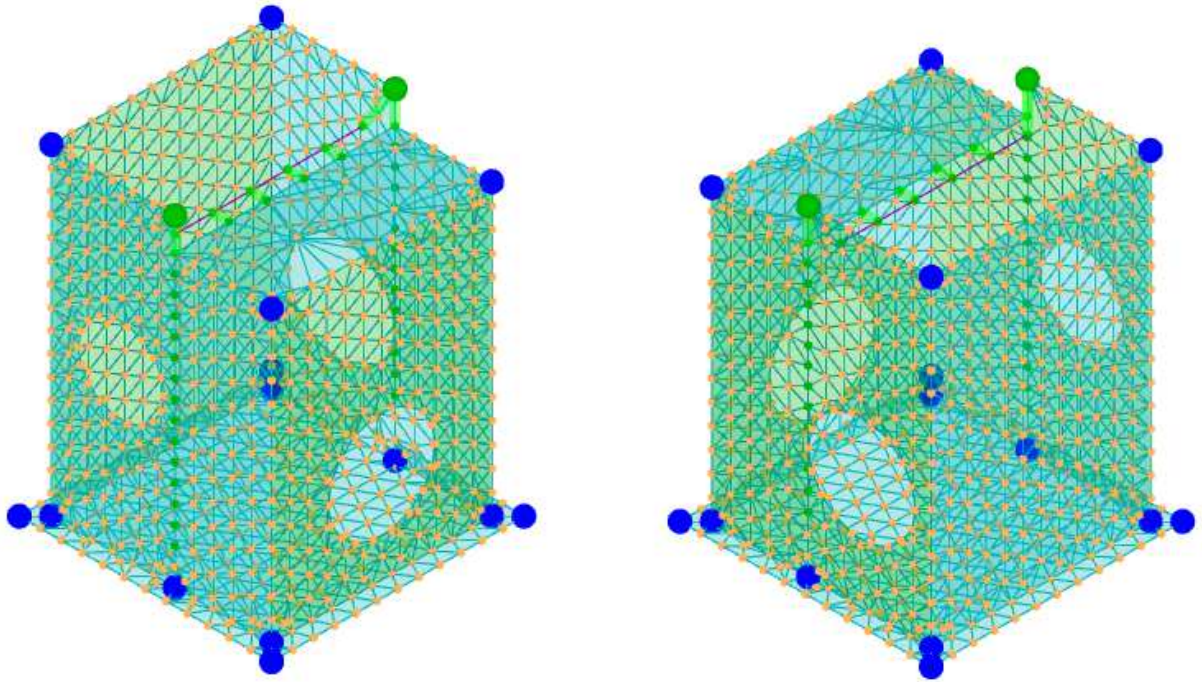
Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento.

Qui di seguito è fornita una rappresentazione grafica dettagliata della discretizzazione operata con evidenziazione dei nodi e degli elementi.

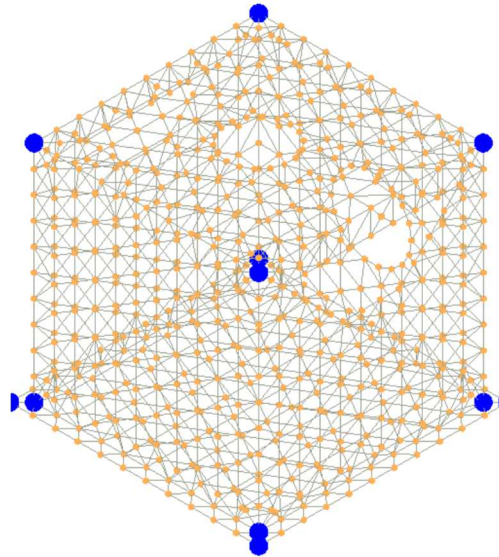
Modello strutturale del pozzetto tipo 1.75x1.95



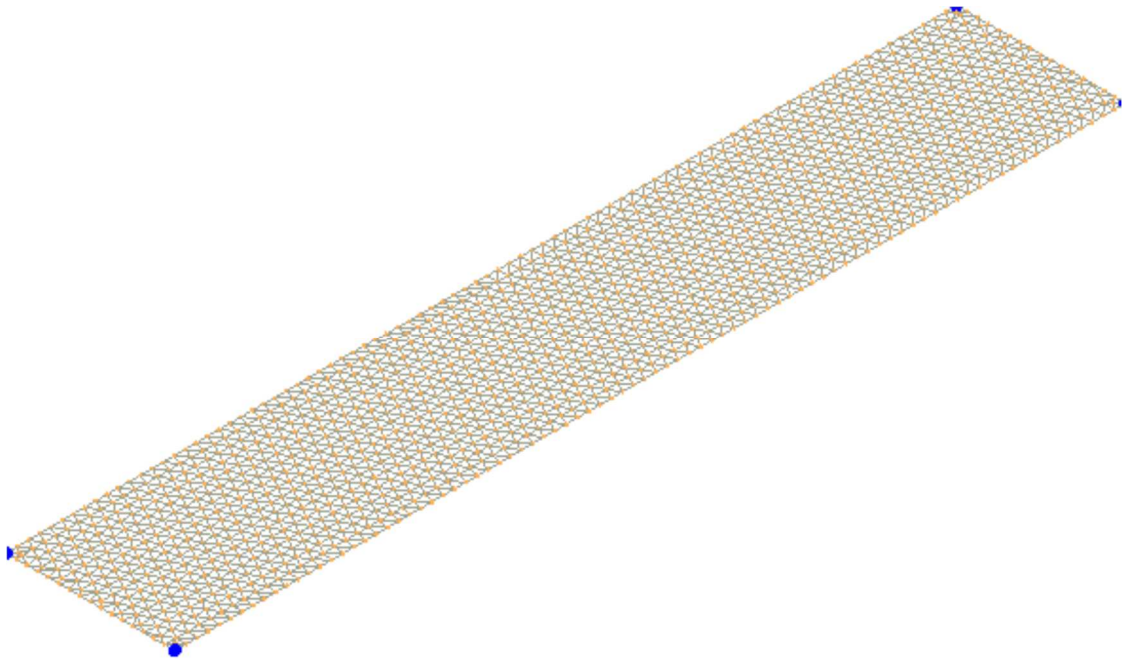
Modello strutturale del pozzetto tipo 1.75x1.75



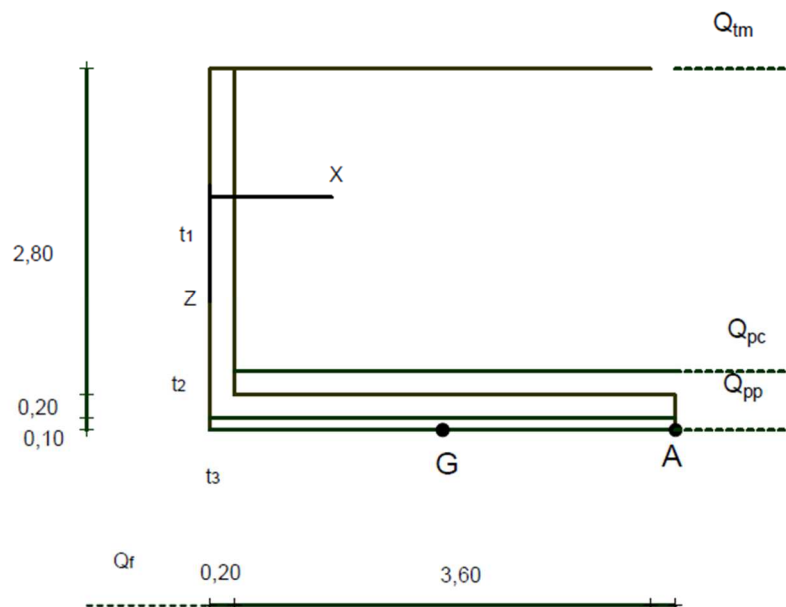
Modello Strutturale del pozzetto tipo 2.50x2.50



Modello strutturale della platea per la posa del separatore di idrocarburi



Per la verifica del manufatto di sbocco nella vasca di laminazione le verifiche geotecniche e strutturali sono state sviluppate con un foglio di calcolo di utilizzo consolidato, anziché con il software Edilus. I tabulati di calcolo completi sono allegati al fondo della presente relazione.



9 - PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

La verifica degli elementi allo SLU avviene col seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni non sismiche in base al D.M. 2018, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'azione del sisma secondo quanto indicato nel §2.5.3, relazione (2.5.5) del D.M. 2018;
- per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo con cui progettare o verificare l'elemento considerato; per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni e solo a seguito di ciò si individua quella che ha originato il minimo coefficiente di sicurezza.

9.1 Verifiche di Resistenza

9.1.1 Elementi in C.A. in elevazione

Illustriamo, in dettaglio, il procedimento seguito in presenza di pressoflessione deviata:

- per tutte le terne M_x , M_y , N , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base alla formula 4.1.19 del D.M. 2018, effettuando due verifiche a pressoflessione retta con la seguente formula:

$$\left(\frac{M_{Ex}}{M_{Rx}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{Ey}}{M_{Ry}}\right)^\alpha \leq 1$$

dove:

M_{Ex} , M_{Ey} sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi di flessione X ed Y del sistema di riferimento locale;

M_{Rx} , M_{Ry} sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti allo sforzo assiale N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi di flessione.

L'esponente α può dedursi in funzione della geometria della sezione, della percentuale meccanica dell'armatura e della sollecitazione di sforzo normale agente.

- se per almeno una di queste terne la relazione 4.1.19 non è rispettata, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando la suddetta relazione è rispettata per tutte le terne considerate.

Sempre quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo in dettaglio il procedimento seguito per le travi verificate/semiprogettate a pressoflessione retta:

- per tutte le coppie M_x , N , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base all'armatura adottata;
- se per almeno una di queste coppie esso è inferiore all'unità, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando il coefficiente di sicurezza risulta maggiore o al più uguale all'unità per tutte le coppie considerate.

Una volta semiprogettate le armature allo SLU, si procede alla verifica delle sezioni allo Stato Limite di Esercizio con le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti; se necessario, le armature vengono integrate per far rientrare le tensioni entro i massimi valori previsti si procede alle verifiche alla deformazione, quando richiesto, ed alla fessurazione che, come è noto, sono tese ad assicurare la durabilità dell'opera nel tempo.

9.1.2 Fondazioni superficiali

Nelle verifiche allo stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al §2.6.1 del D.M. 2018, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**.

Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 (STR) definiti nella tabella 6.2.I del D.M. 2018.

Tabella 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni [cfr. D.M. 2018]

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	A1 (STR)	A2 (GEO)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,30	1,00
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,80	0,80
	Sfavorevole		1,50	1,30
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30

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

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella tabella 6.2.II del D.M. 2018.

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno [cfr. D.M. 2018]

PARAMETRO GEOTECNICO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio	$\tan\Phi_k$	γ_ϕ	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ_k	γ_g	1,00	1,00

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della tabella 6.4.I del D.M. 2018 per le fondazioni superficiali.

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

Verifica	Coefficiente Parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

La formula del carico limite esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno. Il carico limite è dato dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

in cui:

- c = coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;
- q = $\gamma \cdot D$ = pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione;
- γ = peso unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione;
- D = profondità del piano di posa della fondazione;

- B' = larghezza ridotta della suola di fondazione (vedi **NB**);
- L = lunghezza della fondazione;
- γ_f = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;
- N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante;
- s, d, i, g, b, Ψ , r = coefficienti correttivi.

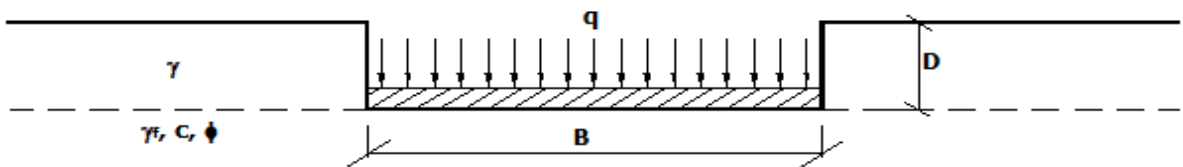
NB: Se la risultante dei carichi verticali è eccentrica, B e L saranno ridotte rispettivamente di:

$$B' = B - 2 \cdot e_B \quad e_B = \text{eccentricità parallela al lato di dimensione B};$$

$$L' = L - 2 \cdot e_L \quad e_L = \text{eccentricità parallela al lato di dimensione L};$$

con $B' \leq L'$.

dove:



Calcolo dei fattori N_c, N_q, N_γ

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \Phi = 0$)		Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \Phi \neq 0$)
$N_c = 2 + p$		$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \Phi$
$N_q = 1$		$N_q = K_p \cdot e^p \cdot \tan \Phi$
$N_\gamma = 0$	se $\Phi = 0$	$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \Phi$
$N_\gamma = -2 \cdot \sin \Phi$	se $\omega \neq 0$	

dove:

$$k_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\Phi}{2} \right) \text{ è il coefficiente di spinta passiva di Rankine};$$

Φ = angolo di attrito del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

ω = angolo di inclinazione del piano campagna.

Calcolo dei fattori di forma s_c, s_q, s_γ

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \Phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \Phi \neq 0$)
$s_c = 1 + \frac{B'}{(2 + \pi) \cdot L'}$	$s_c = 1 + \frac{N_c}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$
$s_q = 1$	$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \phi$
$s_\gamma = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L'}$	$s_\gamma = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L'}$

con $B'/L' < 1$.

Calcolo dei fattori di profondità del piano di posa d_c, d_q, d_γ

Si definisce il seguente parametro:

$$K = \frac{D}{B'} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B'} \leq 1;$$

$$K = \arctg\left(\frac{D}{B'}\right) \quad \text{se} \quad \frac{D}{B'} > 1.$$

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \Phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \Phi \neq 0$)
$d_c = 1 + 0.4 \cdot K$	$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$d_q = 1$	$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \Phi \cdot (1 - \sin \Phi)^2 \cdot K$
$d_g = 1$	$d_g = 1$

Calcolo dei fattori di inclinazione del carico i_c, i_q, i_γ

Si definisce il seguente parametro:

$$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

se la forza H è parallela alla direzione trasversale della fondazione

$$m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$$

se la forza H è parallela alla direzione longitudinale della fondazione

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

se la forza H forma un angolo θ con la direzione longitudinale della fondazione

Terreni coesivi ($c \neq 0, \Phi = 0$)	Terreni incoerenti ($c = 0, \Phi \neq 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \Phi \neq 0$)
$i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{c \cdot N_c \cdot B \cdot L}$	$i_c = 0$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$i_q = 1$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^m$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi}\right)^m$
$i_\gamma = 0$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^{m+1}$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi}\right)^{m+1}$

dove:

H = componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione.

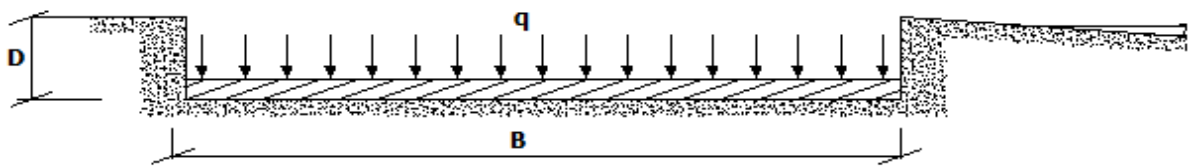
Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna b_c , b_q , b_γ

Indicando con ω la pendenza del piano campagna, si ha:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0$, $\Phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0$, $\Phi \neq 0$)
$b_c = 1 - \frac{2 \cdot \omega}{(2 + \pi)}$	$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$	$b_q = (1 - \tan \Phi)^2 \cdot \cos \Phi$
$b_\gamma = b_q / \cos \omega$	$b_\gamma = b_q / \cos \Phi$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

$$\omega \leq 45^\circ$$



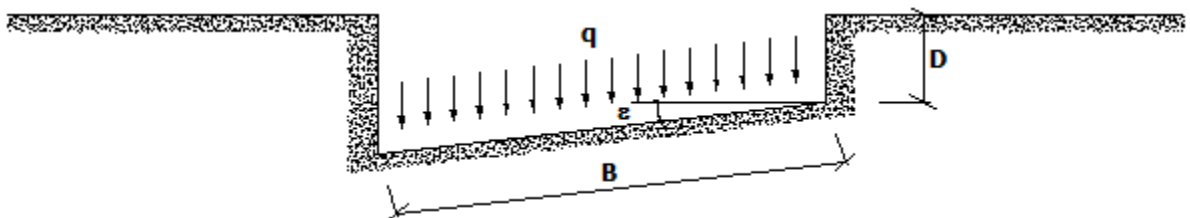
Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa g_c , g_q , g_γ

Indicando con i la pendenza del piano di posa della fondazione, si ha:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0$, $\Phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0$, $\Phi \neq 0$)
$g_c = 1 - \frac{2 \cdot \varepsilon}{(2 + \pi)}$	$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$g_q = 1$	$g_q = (1 - i \cdot \tan \Phi)^2$
$g_\gamma = 1$	$g_\gamma = g_q$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

$$\varepsilon \leq 45^\circ$$



Calcolo dei fattori di riduzione per rottura a punzonamento $\Psi_c, \Psi_q, \Psi_\gamma$

Si definisce l'indice di rigidità del terreno come:

$$I_r = \frac{G}{c + \sigma \cdot \tan \phi}$$

dove:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$$
 = modulo d'elasticità tangenziale del terreno;

E modulo elastico del terreno (nei calcoli è utilizzato il modulo edometrico);

ν modulo di Poisson. Sia in condizioni non drenate che drenate è assunto pari a 0,5 (a vantaggio di sicurezza);

σ tensione litostatica alla profondità $D+B/2$.

La rottura a punzonamento si verifica quando i coefficienti di punzonamento $\Psi_c, \Psi_q, \Psi_\gamma$ sono inferiori all'unità; ciò accade quando l'indice di rigidità I_r si mantiene inferiore al valore critico:

$$I_r < I_{r,crit} = \frac{1}{2} \cdot e^{\left[\left(3.3 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \cot \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right]}$$

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$\Psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B'}{L'} + 0.6 \cdot \text{Log}(I_r)$	$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$\Psi_q = 1$	$\Psi_q = e^{\left\{ \left(0.6 \frac{B'}{L'} - 4.4 \right) \tan \phi + \frac{3.07 \cdot \sin \phi \cdot \text{Log}(2 \cdot I_r)}{1 + \sin \phi} \right\}}$
$\Psi_\gamma = 1$	$\Psi_\gamma = \Psi_q$

Correzione per fondazione tipo piastra

Bowles, al fine di limitare il contributo del termine " $B \cdot N_g$ ", che per valori elevati di B porterebbe ad ottenere valori del carico limite prossimi a quelli di una fondazione profonda, propone il seguente fattore di riduzione r_γ :

$$r_\gamma = 1 - 0.25 \cdot \text{Log}(B/2) \quad \text{con } B \geq 2 \text{ m}$$

Nella tabella sottostante sono riportati una serie di valori del coefficiente r_g al variare della larghezza dell'elemento di fondazione.

B [m]	2	2.5	3	3.5	4	5	10	20	100
r_γ	1,00	0,97	0,95	0,93	0,92	0,90	0,82	0,75	0,57

Questo coefficiente assume particolare importanza per fondazioni larghe con rapporto D/B basso, caso nel quale il termine " $B \cdot N_g$ " è predominante.

Calcolo del carico limite in condizioni non drenate

L'espressione generale del carico limite, valutato in termini di tensioni totale, diventa:

$$q_{lim} = c_u \cdot (2 + \pi) \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_{sat} \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot r_\gamma$$

dove:

c_u = coesione non drenata;

γ_{sat} = peso unità di volume del terreno in condizioni di saturazione.

N.B: Nel calcolo in condizioni non drenate (situazione molto rara per un terreno incoerente) si assume, sempre e comunque, che l'angolo di attrito Φ sia nullo ($\Phi = 0$).

Fattori correttivi al carico limite in presenza di sisma

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (**effetto cinematico**) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (**effetto inerziale**).

Nell'analisi pseudo-statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati K_{hi} e K_{hk} , il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

La formula generale del carico limite si modifica nel seguente modo:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c \cdot z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q \cdot z_q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma \cdot z_\gamma \cdot c_\gamma$$

in cui, oltre ai termini già precedentemente indicati, si sono introdotti i seguenti termini:

- z_c, z_q, z_γ = coefficienti correttivi dovuti all'effetto inerziale;
- c_γ = coefficiente correttivo dovuto all'effetto cinematico.

Calcolo del fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico c_γ .

L'effetto cinematico modifica il solo coefficiente N_γ in funzione del coefficiente sismico K_{hk} che è pari a:

$$K_{hk} = \gamma_s \cdot S_S \cdot S_T \cdot a_g / g;$$

dove:

- γ_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
- g = accelerazione di gravità;
- S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica;
- S_T = coefficiente di amplificazione topografica;
- a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di b_s sono riportati nella seguente tabella:

	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	
	A	B,C,D,E
	b_s	b_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Il fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico c_g è stato, pertanto, determinato con la seguente relazione:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$c_\gamma = 1$	$c_\gamma = \left(1 - \frac{K_{hk}}{\tan \phi}\right)^{0.45}$ se $\frac{K_{hk}}{\tan \phi} < 1$, altrimenti $c_\gamma = 0$

Calcolo dei fattori correttivi dovuti all'effetto inerziale z_c, z_q, z_γ

L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico K_{hi} . Tali effetti correttivi vengono valutati con la teoria di **Paolucci - Pecker** attraverso le seguenti relazioni:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$Z_c = Z_q = Z_\gamma = 1$	$Z_c = 1 - 0,32 \cdot K_{hi}$ se $z_c > 0$ altrimenti $z_c = 0$
	$z_\gamma = z_q = \left(1 - \frac{K_{hi}}{\tan \phi}\right)^{0.35}$ se $\frac{K_{hi}}{\tan \phi} < 1$ altrimenti $z_\gamma = 0$

dove:

K_{hi} è ricavato dallo spettro di progetto allo SLV attraverso la relazione:

$$K_{hi} = S_S \cdot S_T \cdot a_g / g;$$

i cui termini sono stati precedentemente precisati.

Si fa notare che il coefficiente sismico K_{hi} coincide con l'ordinata dello spettro di progetto allo SLU per $T = 0$ ed è indipendente dalle combinazioni di carico.

Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa relativa alla verifica dello stato limite di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno.

Si precisa che il valore relativo alla colonna $Q_{d,Rd}$, di cui nella tabella seguente, è da intendersi come il valore di progetto della resistenza R_d , ossia il rapporto fra il carico limite q_{lim} (calcolato come sopra esposto) ed il valore del coefficiente parziale di sicurezza γ_R relativo alla capacità portante del complesso terreno-fondazione, in relazione all'approccio utilizzato.

Nel caso in esame il coefficiente parziale di sicurezza γ_R è stato assunto pari a 2,3 (tabella 6.4.I del D.M. 2018).

Si precisa che, nella sottostante tabella:

- la coppia Q_{Ed} e $Q_{d,Rd}$ è relativa alla combinazione di carico, fra tutte quelle esaminate, che da luogo al minimo coefficiente di sicurezza (CS);
- nelle colonne "**per N_q , per N_c e per N_γ** ", relative ai "**Coef. Cor. Terzaghi**", viene riportato il prodotto tra i vari coefficienti correttivi presenti nell'espressione generale del carico limite. Ad esempio si è posto:

$$\text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_q = s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q \cdot Z_q$$

$$\text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_c = s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c \cdot Z_c$$

$$\text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_\gamma = s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma \cdot Z_\gamma \cdot C_\gamma$$

9.2 Gerarchia delle Resistenze

9.2.1 Fondazioni

Per quanto riguarda la struttura di fondazione sono applicate le disposizioni contenute al §7.2.5 del D.M. 2018. Più in particolare:

- le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera struttura, condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche;
- il dimensionamento della struttura di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno sono eseguite, nell'ipotesi di comportamento strutturale dissipativo, assumendo come azioni in fondazione quelle trasferite dagli elementi soprastanti amplificate di un coefficiente γ_{Rd} pari a 1,1 in CD"B".

9.3 Verifiche SLD

Essendo la struttura di **Classe 4** sono state condotte le Verifiche allo Stato Limite di Danno come indicato al par. 7.3.6.1 del D.M. 2018, assumendo fattori parziali dei materiali γ_m pari a 1.

10 - SPINTA DEL TERRENO

Il calcolo della spinta del terrapieno, in condizioni statiche, viene effettuato con:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K \cdot H^2;$$

in cui:

γ : peso unità di volume del terreno;

H: altezza del terrapieno;

K: coefficiente di spinta.

In condizioni sismiche la formula precedente diventa:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot H^2;$$

con:

$K_v = \pm 0,5 \cdot k_h$ = coefficiente di intensità sismico verticale;

$K_h = \gamma_m \cdot S_T \cdot S_S \cdot a_g/g$ = coefficiente di intensità sismico orizzontale;

γ_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

S_T = coefficiente di amplificazione topografico;

S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafico;

a_g/g = coefficiente di accelerazione al suolo.

Nel caso di muri liberi di traslare o di ruotare intorno al piede (*spostamenti consentiti*), si assume che la spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica (andamento triangolare delle tensioni). In questo caso il coefficiente γ_m assume i valori indicati al §7.11.6.2.1 del D.M. 2018.

Per muri che non sono in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno (*spostamenti non consentiti*), il

coefficiente β_m assume valore unitario. In questo caso si assume che la spinta sia applicata a metà altezza del muro (andamento costante delle tensioni).

Il calcolo del coefficiente di spinta K può essere effettuato, a scelta dell'utente, nei seguenti modi:

Condizioni statiche	Condizioni sismiche
Attiva	Attiva
Passiva	Passiva
Riposo	

Spinta Attiva

Viene calcolato secondo la formulazione di Mononobe-Okabe [OPCM 3274 par. 4.4.3 - EN 1998-5 (EC8) Appendice E]:

$$K = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (\text{per } b \leq f-q);$$

$$K = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta)} \quad (\text{per } b > f-q);$$

dove:

Φ = angolo di attrito del terreno;

Ψ = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete del muro rivolta a monte (assunto pari a 90°);

β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno (assunto pari a zero);

δ = valore di calcolo dell'angolo di resistenza a taglio tra terreno e muro (assunto pari a zero);

θ = angolo definito dalla seguente espressione (pari a zero in condizioni **statiche**):

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

Spinta Passiva

Viene calcolato secondo la formulazione di Mononobe-Okabe [OPCM 3274 par. 4.4.3 - EN 1998-5 (EC8) App. E]:

$$K = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi + \theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen} \phi \cdot \text{sen}(\phi + \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi + \beta) \cdot \text{sen}(\psi + \theta)}} \right]^2}$$

Spinta a Riposo

Viene calcolato secondo la formulazione:

$$K = 1 - \text{sen} \Phi$$

- **Terreno con Sovraccarico**

In caso di terreno in cui a tergo della parete agisce un sovraccarico (Q), viene calcolato il contributo:

$$\sigma_Q = K \cdot Q$$

dove il sovraccarico Q è stato assunto pari a 12.600 N/m^2

- **Terreno con Coesione**

In caso di terreno dotato di coesione (c), viene calcolato il contributo:

$$\Delta\sigma_c = 2 \cdot c \cdot \sqrt{K} .$$

che può essere additivo (spinta passiva) o sottrattivo (spinta attiva/a riposo).

Nel presente modello è stato adottato il coefficiente di spinta a riposo per il calcolo delle sollecitazioni in condizioni statiche ed il coefficiente di spinta attiva per il calcolo delle sollecitazioni in condizioni sismiche.

11 – RISULTATI SINTETICI DEL CALCOLO STRUTTURALE

Nel seguito sono riportati i **grafici sintetici** in conformità a quanto previsto nel § 10.2 delle NTC.

Tali elaborati hanno lo scopo di riassumere il comportamento della struttura relativamente al tipo di analisi svolta e possono riportare informazioni sintetiche e schemi relativi a carichi, sollecitazioni e sforzi, spostamenti, tensioni sul terreno, etc.

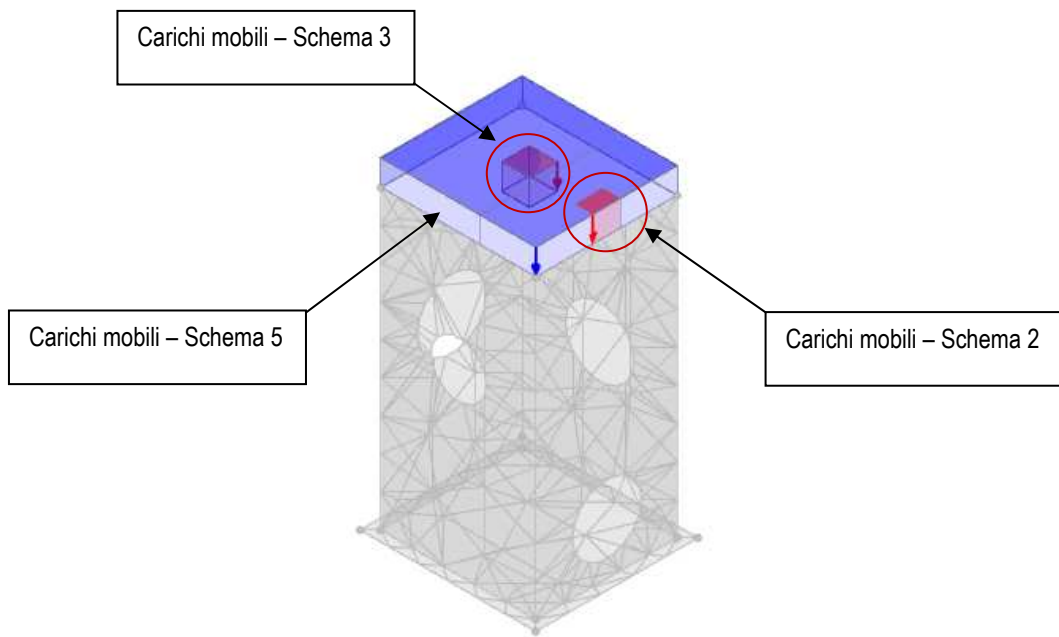
Al fine delle verifiche della misura della sicurezza, si riportano delle rappresentazioni che ne sintetizzano i valori numerici dei coefficienti di sicurezza nelle sezioni significative della struttura stessa.

Per ogni singolo elaborato grafico, contenente un telaio, una parte della struttura o la struttura nel suo insieme, si riportano indicazioni sulle convenzioni adottate e sulle unità di misura, nonché disegni, schemi grafici e mappature cromatiche che schematizzano il comportamento complessivo della struttura.

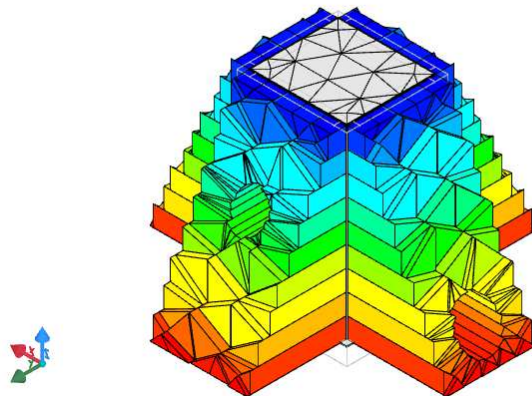
Grazie alle mappature a colori, per ciascun tipo di risultato, si fornisce un quadro chiaro e sintetico: è possibile rilevare agevolmente il valore delle diverse grandezze in base al colore assunto dagli elementi della struttura.

Ogni colore rappresenta un determinato valore, dal blu (corrispondente generalmente al valore minimo) al rosso (generalmente valore massimo), passando attraverso le varie sfumature di colore corrispondenti ai valori intermedi. Prima di ogni tipologia di risultato è riportata la scala cromatica con l'indicazione numerica del valore minimo e massimo.

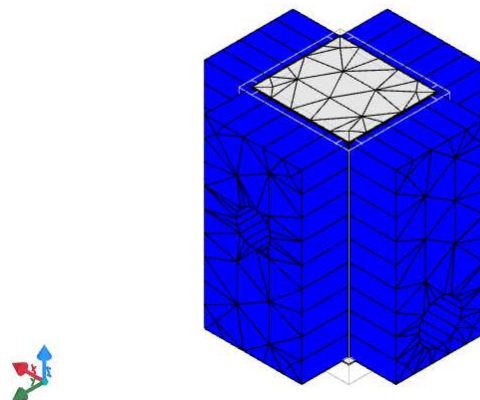
11.1 Pozzetto tipo 1.75x1.95 – Schema di carico da traffico e risultati in termini di tensioni e spostamenti delle combinazioni di carico con i carichi permanenti e variabili verticali, l'azione sismica e la spinta del terreno.



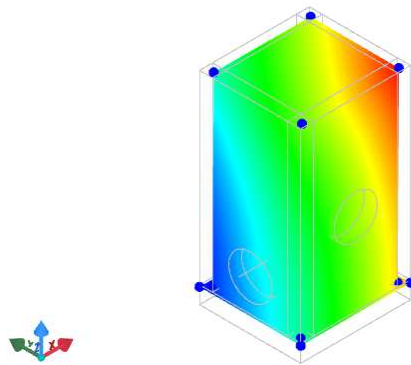
Schema di carico variabili da traffico (carichi mobili)



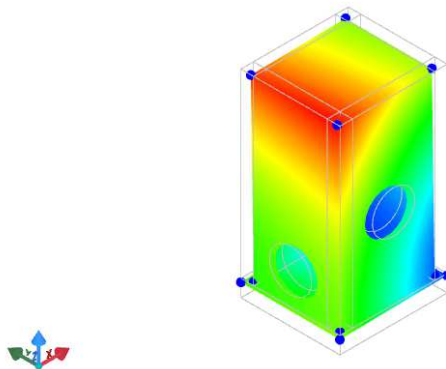
Spinta statica del terreno con incremento dovuto al sovraccarico – $S_{\min} = 7.095 \text{ N/m}^2$ – $S_{\max} = 46.355 \text{ N/m}^2$



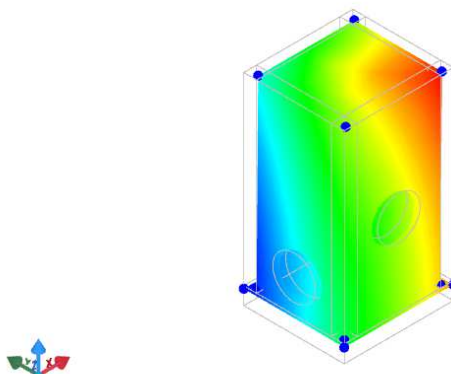
Spinta del terreno dovuto al sisma – $S = 21.878 \text{ N/m}^2$



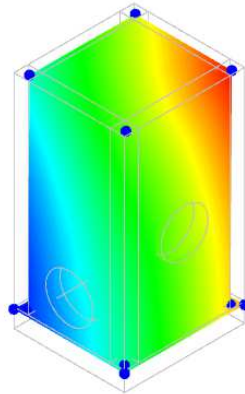
Condizioni di carico combinate: permanenti; permanenti non strutturali; spinta statica del terreno
 Spostamenti – $s_{\min} = 0,08 \text{ cm}$ – $s_{\max} = 0,12 \text{ cm}$



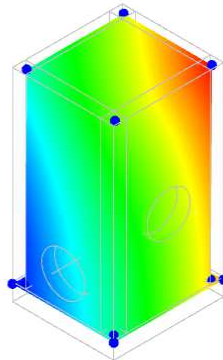
Condizioni di carico combinate: permanenti; permanenti non strutturali; spinta statica del terreno; carichi mobili (schema 2)
 Spostamenti – $s_{\min} = 0,07 \text{ cm}$ – $s_{\max} = 0,23 \text{ cm}$



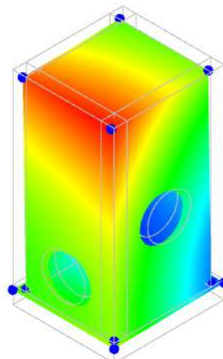
Condizioni di carico combinate: permanenti; permanenti non strutturali; spinta statica del terreno; carichi mobili (schema 3)
 Spostamenti – $s_{\min} = 0,12 \text{ cm}$ – $s_{\max} = 0,16 \text{ cm}$



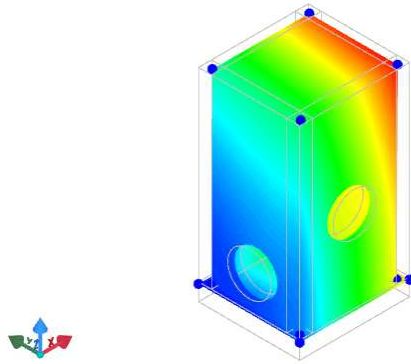
Condizioni di carico combinate: permanenti; permanenti non strutturali; spinta statica del terreno; carichi mobili (schema 5)
Spostamenti – $s_{\min} = 0,09 \text{ cm}$ – $s_{\max} = 0,13 \text{ cm}$



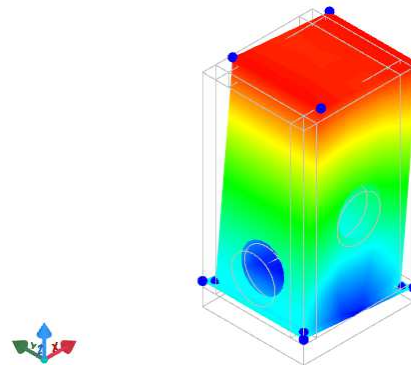
Condizioni di carico combinate: permanenti; permanenti non strutturali; spinta statica del terreno; neve
Spostamenti – $s_{\min} = 0,08 \text{ cm}$ – $s_{\max} = 0,12 \text{ cm}$



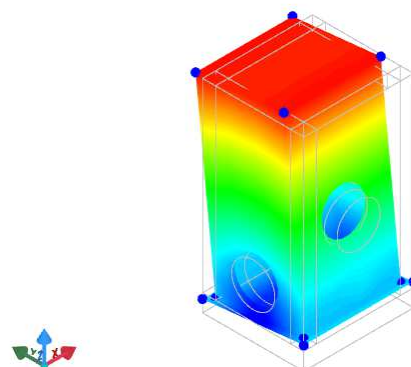
Condizioni di carico combinate: permanenti; permanenti non strutturali; spinta statica del terreno; carichi mobili
Spostamenti – $s_{\min} = 0,12 \text{ cm}$ – $s_{\max} = 0,27 \text{ cm}$



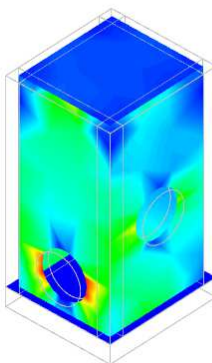
Condizioni di carico combinate: permanenti; permanenti non strutturali; spinta sismica del terreno
Spostamenti – $s_{\min} = 0,06 \text{ cm}$ – $s_{\max} = 0,16 \text{ cm}$



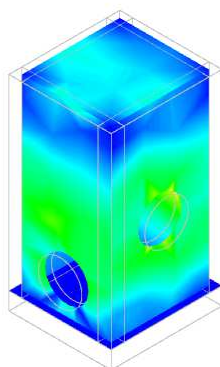
Spostamenti dovuti al sisma in direzione X – $s_{\max} = 0,82 \text{ cm}$



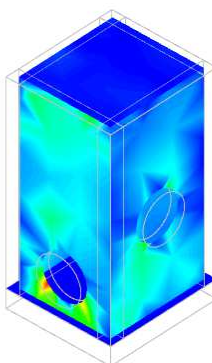
Spostamenti dovuti al sisma in direzione Y – $s_{\max} = 0,94 \text{ cm}$



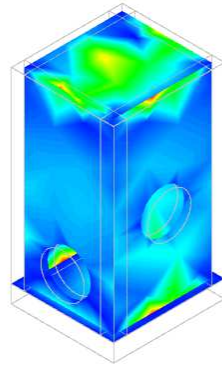
Condizioni di carico combinate: permanenti; permanenti non strutturali; spinta sismica del terreno; carichi mobili
Tensioni lastra normale dir.1 – $\sigma_{1\max,lastra} = 0,597 \text{ N/mm}^2$



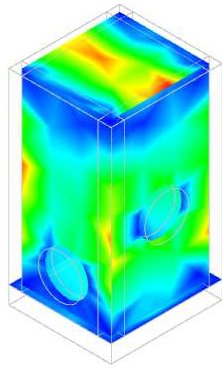
Condizioni di carico combinate: permanenti; permanenti non strutturali; spinta sismica del terreno; carichi mobili
Tensioni lastra normale dir.2 – $\sigma_{2\max,lastra} = 0,423 \text{ N/mm}^2$



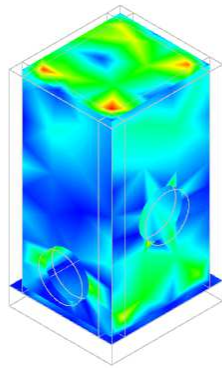
Condizioni di carico combinate: permanenti; permanenti non strutturali; spinta sismica del terreno; carichi mobili
Tensioni lastra tangenziale dir.1-2 – $\tau_{12\max,lastra} = 0,207 \text{ N/mm}^2$



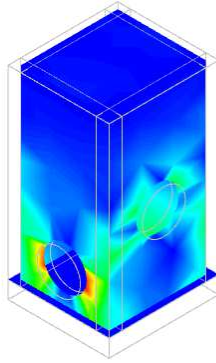
Condizioni di carico combinate: permanenti; permanenti non strutturali; spinta sismica del terreno; carichi mobili
Tensioni piastra normale dir.1 – $\sigma_{1\max, \text{piastra}} = 1,427 \text{ N/mm}^2$



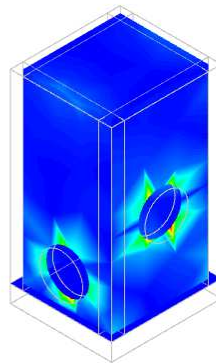
Condizioni di carico combinate: permanenti; permanenti non strutturali; spinta sismica del terreno; carichi mobili
Tensioni piastra normale dir.2 – $\sigma_{2\max, \text{piastra}} = 1,262 \text{ N/mm}^2$



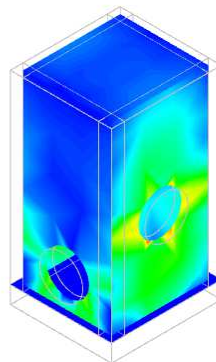
Condizioni di carico combinate: permanenti; permanenti non strutturali; spinta sismica del terreno; carichi mobili
Tensioni piastra tangenziale dir.1-2 – $\tau_{12\max, \text{piastra}} = 0,390 \text{ N/mm}^2$



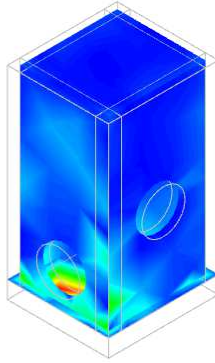
Sisma in direzione X
Tensioni lastra normale dir.1 – $\sigma_{1\max,lastra} = 0,213 \text{ N/mm}^2$



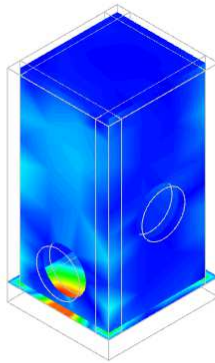
Sisma in direzione X
Tensioni lastra normale dir.2 – $\sigma_{2\max,lastra} = 0,132 \text{ N/mm}^2$



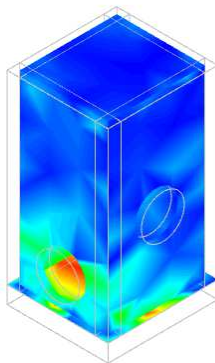
Sisma in direzione X
Tensioni lastra tangenziale dir.1-2 – $\tau_{12\max,lastra} = 0,075 \text{ N/mm}^2$



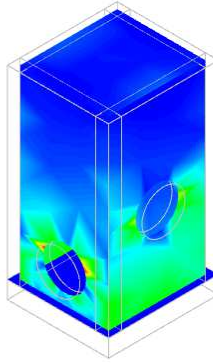
Sisma in direzione X
Tensioni piastra normale dir.1 – $\sigma_{1\max, \text{piastra}} = 0,114 \text{ N/mm}^2$



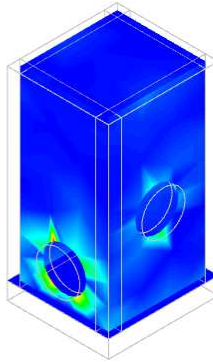
Sisma in direzione X
Tensioni piastra normale dir.2 – $\sigma_{2\max, \text{piastra}} = 0,112 \text{ N/mm}^2$



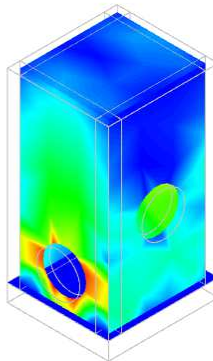
Sisma in direzione X
Tensioni piastra tangenziale dir.1-2 – $\tau_{12\max, \text{piastra}} = 0,030 \text{ N/mm}^2$



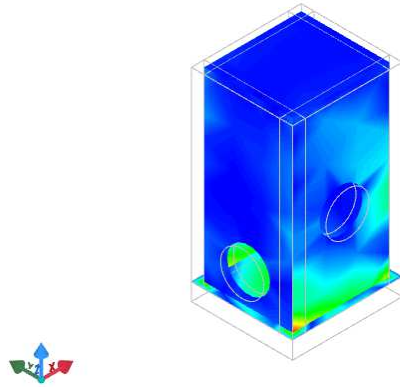
Sisma in direzione Y
Tensioni lastra normale dir.1 – $\sigma_{1\max,lastra} = 0,187 \text{ N/mm}^2$



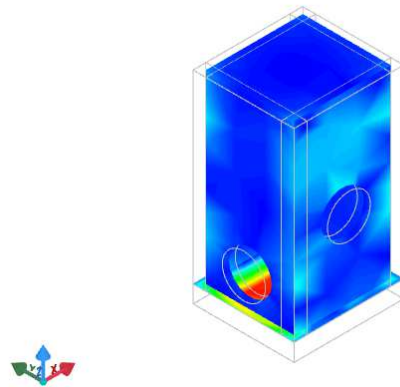
Sisma in direzione Y
Tensioni lastra normale dir.2 – $\sigma_{2\max,lastra} = 0,155 \text{ N/mm}^2$



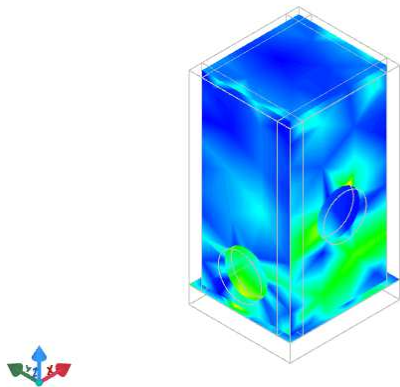
Sisma in direzione Y
Tensioni lastra tangenziale dir.1-2 – $\tau_{12\max,lastra} = 0,073 \text{ N/mm}^2$



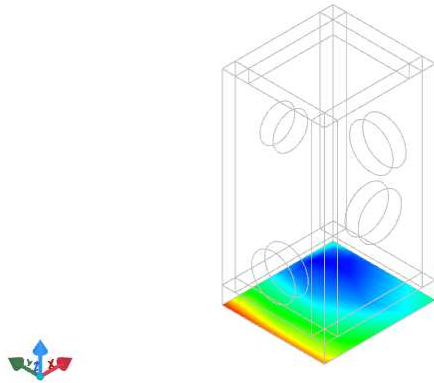
Sisma in direzione Y
Tensioni piastra normale dir.1 – $\sigma_{1\max, \text{piastra}} = 0,104 \text{ N/mm}^2$



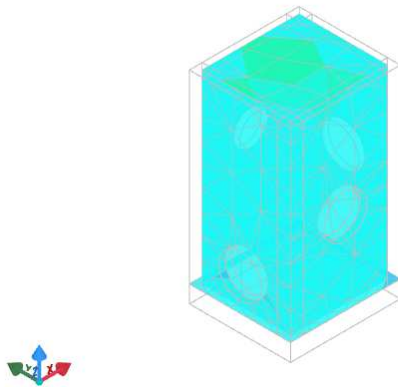
Sisma in direzione Y
Tensioni piastra normale dir.2 – $\sigma_{2\max, \text{piastra}} = 0,112 \text{ N/mm}^2$



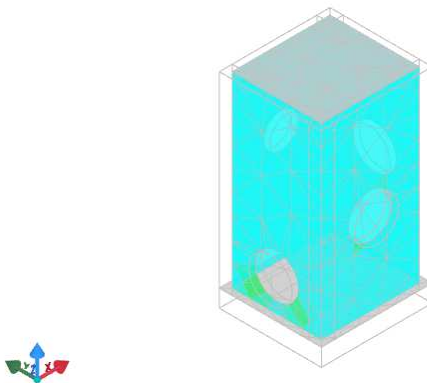
Sisma in direzione Y
Tensioni piastra tangenziale dir.1-2 – $\tau_{12\max, \text{piastra}} = 0,023 \text{ N/mm}^2$



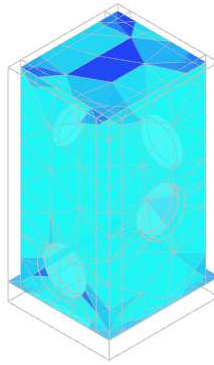
Tensioni massime SLU sul terreno – $\sigma_{\min, \text{terreno}} = 0,121 \text{ N/mm}^2$ – $\sigma_{\max, \text{terreno}} = 0,163 \text{ N/mm}^2$



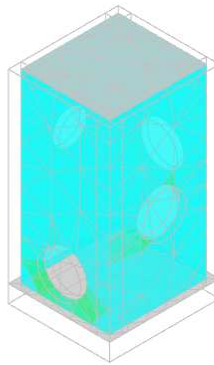
Mappatura a colori del coefficiente di sicurezza $CS=R_d/E_d$ – Flessione SLU – $CS_{\min} = 3,17$ – $CS_{\max} = 42,57$



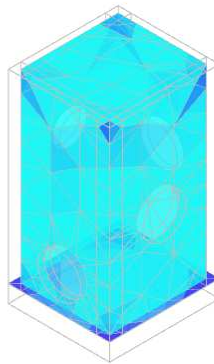
Mappatura a colori del coefficiente di sicurezza $CS=R_d/E_d$ – Taglio SLU – $CS_{\min} = 1,97$ – $CS_{\max} = 13,67$



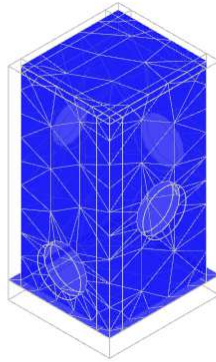
Mappatura a colori del coefficiente di sicurezza $CS=R_d/E_d$ – Pressoflessione SLD – $CS_{\min} = 10,36$ – $CS_{\max} = 100,00$



Mappatura a colori del coefficiente di sicurezza $CS=R_d/E_d$ – Taglio SLD – $CS_{\min} = 2,25$ – $CS_{\max} = 26,36$

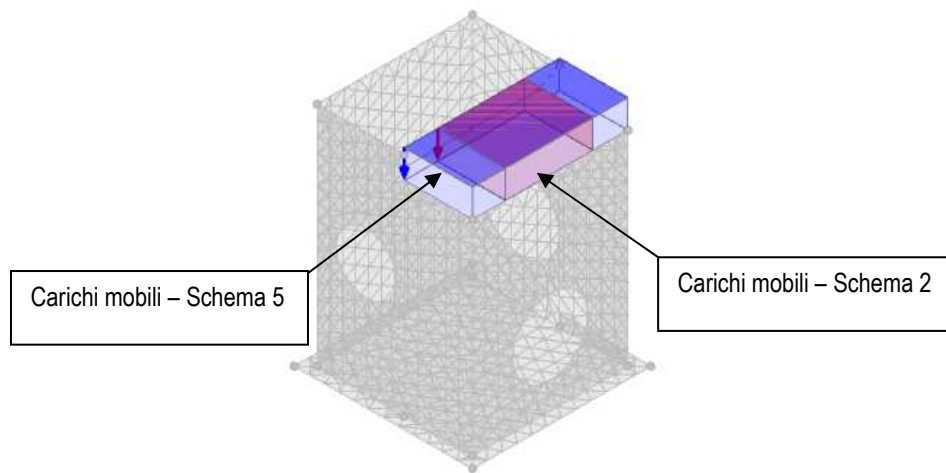


Mappatura a colori del coefficiente di sicurezza $CS=R_d/E_d$ – Tensioni SLE – $CS_{\min} = 12,66$ – $CS_{\max} = 100,00$

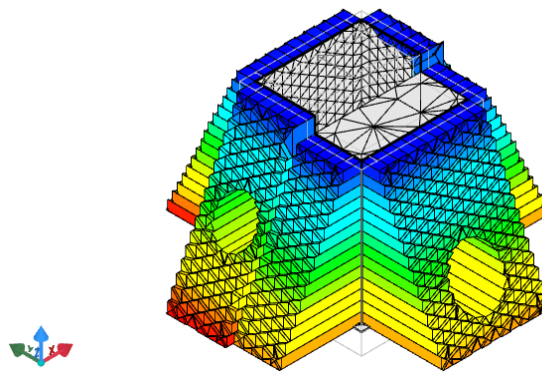


Mappatura a colori del coefficiente di sicurezza $CS=R_d/E_d$ – Fessurazione SLE – $CS = 100,00$ (condizioni ordinarie)

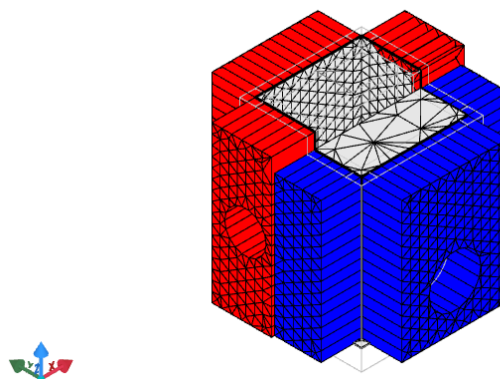
11.2 Pozzetto tipo 1.75x1.75 – Schema di carico da traffico e risultati in termini di tensioni e spostamenti delle combinazioni di carico con i carichi permanenti e variabili verticali, l'azione sismica e la spinta del terreno.



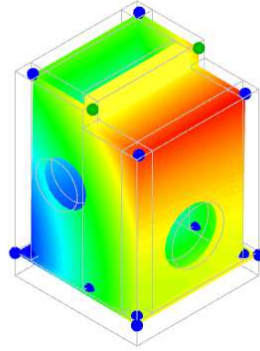
Schema di carico variabili da traffico (carichi mobili)



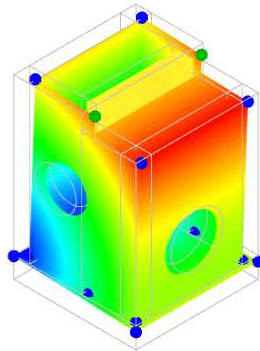
Spinta statica del terreno con incremento dovuto al sovraccarico – $S_{\min} = 6.605 \text{ N/m}^2$ – $S_{\max} = 34.483 \text{ N/m}^2$



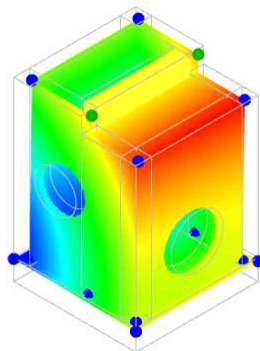
Spinta del terreno dovuto al sisma – $S_{\min} = 15.654 \text{ N/m}^2$ – $S_{\max} = 16.821 \text{ N/m}^2$



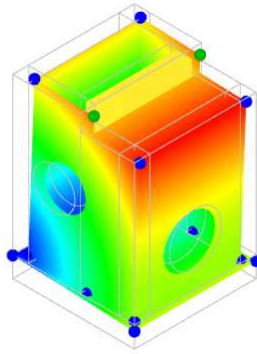
Condizioni di carico combinate: permanenti; permanenti non strutturali; spinta statica del terreno
Spostamenti – $s_{\min} = 0,05 \text{ cm}$ – $s_{\max} = 0,13 \text{ cm}$



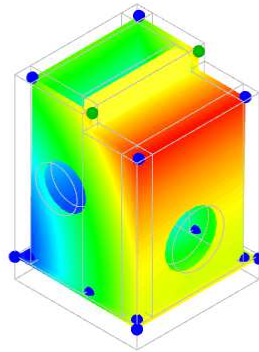
Condizioni di carico combinate: permanenti; permanenti non strutturali; spinta statica del terreno; carichi mobili (schema 2)
Spostamenti – $s_{\min} = 0,03 \text{ cm}$ – $s_{\max} = 0,28 \text{ cm}$



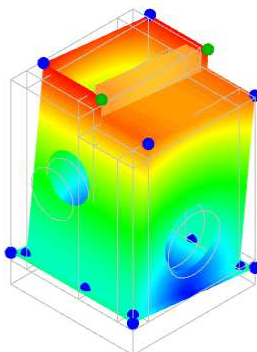
Condizioni di carico combinate: permanenti; permanenti non strutturali; spinta statica del terreno; carichi mobili (schema 5)
Spostamenti – $s_{\min} = 0,04 \text{ cm}$ – $s_{\max} = 0,14 \text{ cm}$



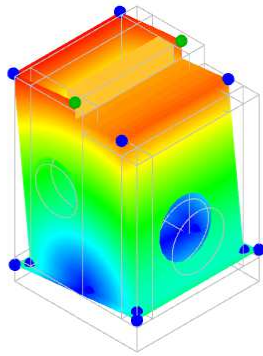
Condizioni di carico combinate: permanenti; permanenti non strutturali; spinta statica del terreno; carichi mobili
Spostamenti – $s_{\min} = 0,03 \text{ cm}$ – $s_{\max} = 0,29 \text{ cm}$



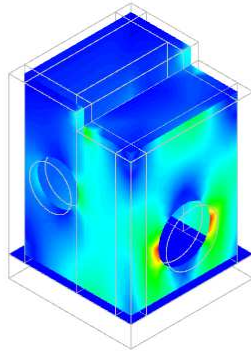
Condizioni di carico combinate: permanenti; permanenti non strutturali; spinta sismica del terreno
Spostamenti – $s_{\min} = 0,05 \text{ cm}$ – $s_{\max} = 0,13 \text{ cm}$



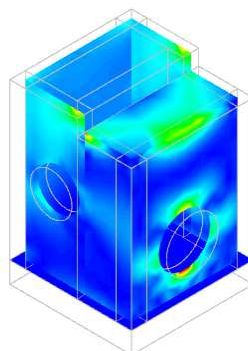
Spostamenti dovuti al sisma in direzione X – $s_{\max} = 0,69 \text{ cm}$



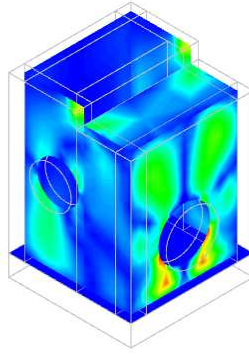
Spostamenti dovuti al sisma in direzione Y – $s_{max} = 0,69$ cm



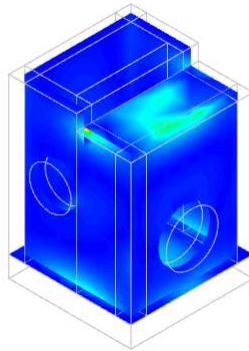
Condizioni di carico combinate: permanenti; permanenti non strutturali; spinta sismica del terreno; carichi mobili
Tensioni lastra normale dir.1 – $\sigma_{1max,lastra} = 0,642$ N/mm²



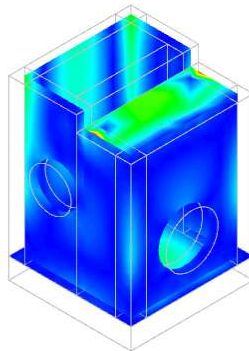
Condizioni di carico combinate: permanenti; permanenti non strutturali; spinta sismica del terreno; carichi mobili
Tensioni lastra normale dir.2 – $\sigma_{2max,lastra} = 0,293$ N/mm²



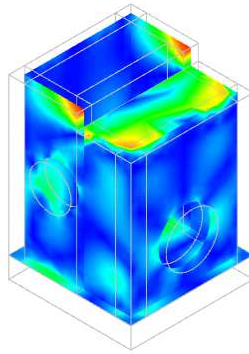
Condizioni di carico combinate: permanenti; permanenti non strutturali; spinta sismica del terreno; carichi mobili
Tensioni lastra tangenziale dir.1-2 – $\tau_{12\max,lastra} = 0,149 \text{ N/mm}^2$



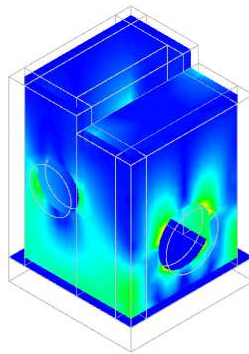
Condizioni di carico combinate: permanenti; permanenti non strutturali; spinta sismica del terreno; carichi mobili
Tensioni piastra normale dir.1 – $\sigma_{1\max,piastra} = 1,713 \text{ N/mm}^2$



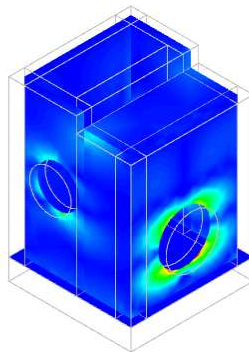
Condizioni di carico combinate: permanenti; permanenti non strutturali; spinta sismica del terreno; carichi mobili
Tensioni piastra normale dir.2 – $\sigma_{2\max,piastra} = 0,829 \text{ N/mm}^2$



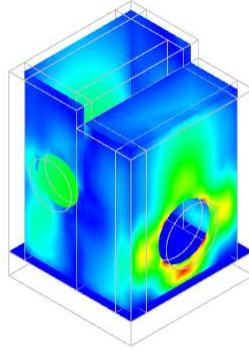
Condizioni di carico combinate: permanenti; permanenti non strutturali; spinta sismica del terreno; carichi mobili
 Tensioni piastra tangenziale dir.1-2 – $\tau_{12max,piastra} = 0,188 \text{ N/mm}^2$



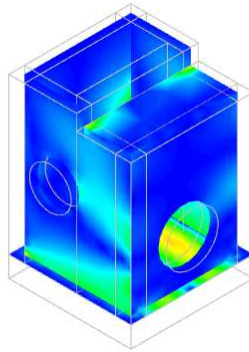
Sisma in direzione X
 Tensioni lastra normale dir.1 – $\sigma_{1max,lastra} = 0,056 \text{ N/mm}^2$



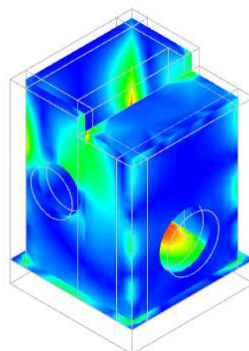
Sisma in direzione X
 Tensioni lastra normale dir.2 – $\sigma_{2max,lastra} = 0,047 \text{ N/mm}^2$



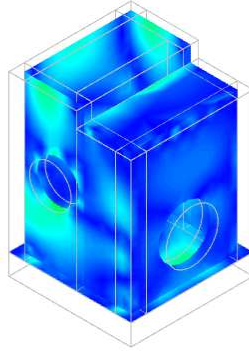
Sisma in direzione X
Tensioni lastra tangenziale dir.1-2 – $\tau_{12\max,lastra} = 0,030 \text{ N/mm}^2$



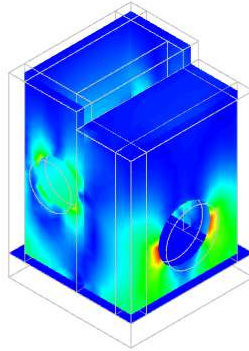
Sisma in direzione X
Tensioni piastra normale dir.1 – $\sigma_{1\max,piastra} = 0,039 \text{ N/mm}^2$



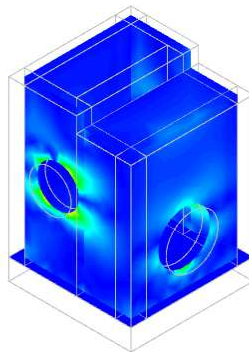
Sisma in direzione X
Tensioni piastra normale dir.2 – $\sigma_{2\max,piastra} = 0,022 \text{ N/mm}^2$



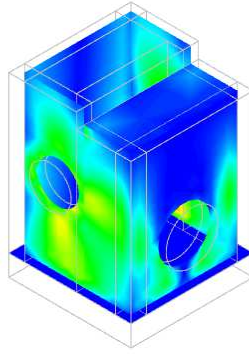
Sisma in direzione X
Tensioni piastra tangenziale dir.1-2 – $\tau_{12\max, piastra} = 0,013 \text{ N/mm}^2$



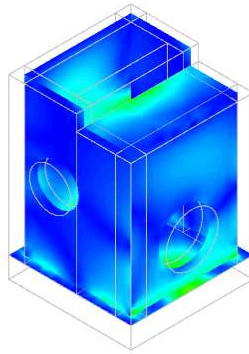
Sisma in direzione Y
Tensioni lastra normale dir.1 – $\sigma_{1\max, lastra} = 0,048 \text{ N/mm}^2$



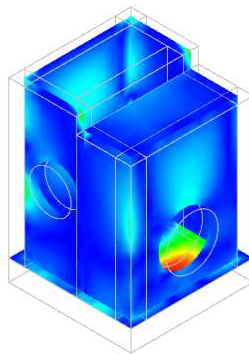
Sisma in direzione Y
Tensioni lastra normale dir.2 – $\sigma_{2\max, lastra} = 0,042 \text{ N/mm}^2$



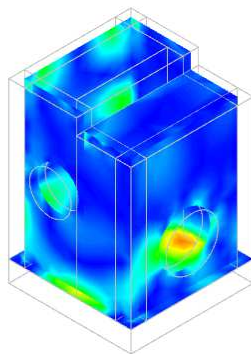
Sisma in direzione Y
Tensioni lastra tangenziale dir.1-2 – $\tau_{12max,lastra} = 0,027 \text{ N/mm}^2$



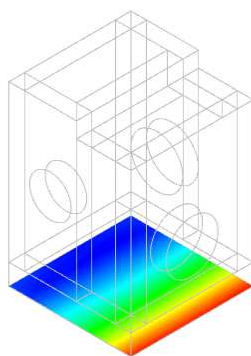
Sisma in direzione Y
Tensioni piastra normale dir.1 – $\sigma_{1max,piastra} = 0,040 \text{ N/mm}^2$



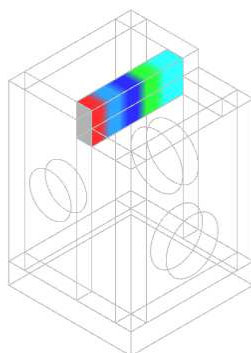
Sisma in direzione Y
Tensioni piastra normale dir.2 – $\sigma_{2max,piastra} = 0,029 \text{ N/mm}^2$



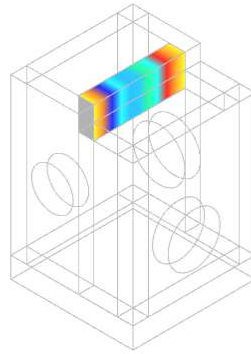
Sisma in direzione Y
Tensioni piastra tangenziale dir.1-2 – $\tau_{12max,piastra} = 0,012 \text{ N/mm}^2$



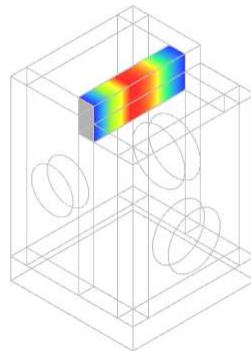
Tensioni massime SLU sul terreno – $\sigma_{min,terreno} = 0,067 \text{ N/mm}^2$ – $\sigma_{max,terreno} = 0,181 \text{ N/mm}^2$



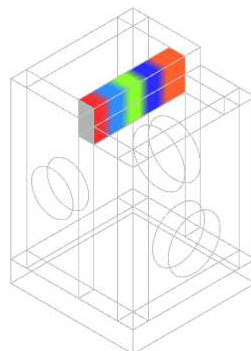
Condizioni di carico combinate: permanenti; permanenti non strutturali; spinta sismica del terreno; carichi mobili
Momento torcente attorno all'asse X – $M_{1,min} = 64,0 \text{ Nm}$ – $M_{1,max} = 316,0 \text{ Nm}$



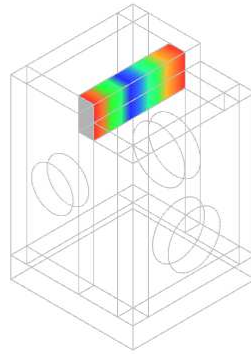
Condizioni di carico combinate: permanenti; permanenti non strutturali; spinta sismica del terreno; carichi mobili
Momento flettente attorno all'asse Z – $M_{2,min} = 181,6 \text{ Nm}$ – $M_{2,max} = 754,8 \text{ Nm}$



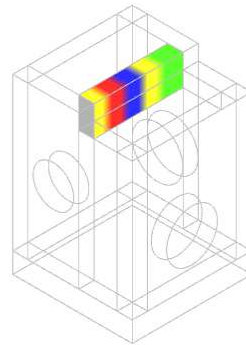
Condizioni di carico combinate: permanenti; permanenti non strutturali; spinta sismica del terreno; carichi mobili
Momento flettente attorno all'asse Y – $M_{3,min} = 1095,0 \text{ Nm}$ – $M_{3,max} = 11142,7 \text{ Nm}$



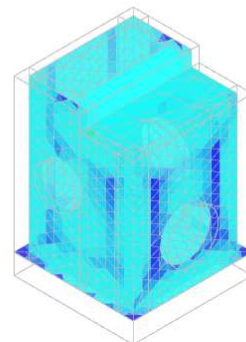
Condizioni di carico combinate: permanenti; permanenti non strutturali; spinta sismica del terreno; carichi mobili
Sforzo normale lungo l'asse X – $F_{1,max} = 2516,0 \text{ N}$



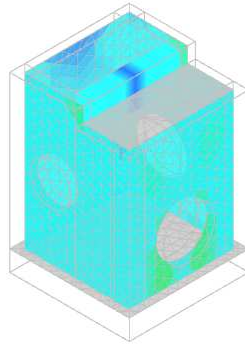
Condizioni di carico combinate: permanenti; permanenti non strutturali; spinta sismica del terreno; carichi mobili
Taglio lungo l'asse Z – $F_{2,max} = 20077,0$ N



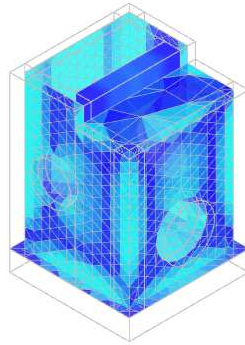
Condizioni di carico combinate: permanenti; permanenti non strutturali; spinta sismica del terreno; carichi mobili
Taglio lungo l'asse Y – $F_{3,max} = 757,0$ N



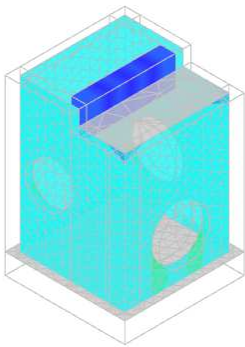
Mappatura a colori del coefficiente di sicurezza $CS=R_d/E_d$ – Flessione SLU – $CS_{min} = 2,81$ – $CS_{max} = 100,00$



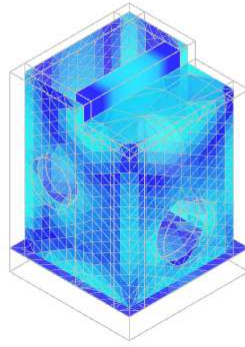
Mappatura a colori del coefficiente di sicurezza $CS=R_d/E_d$ – Taglio SLU – $CS_{min} = 2,13$ – $CS_{max} = 69,47$



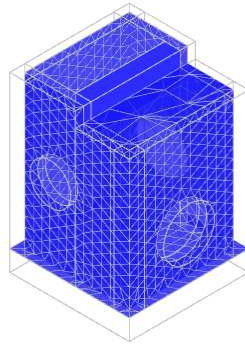
Mappatura a colori del coefficiente di sicurezza $CS=R_d/E_d$ – Pressoflessione SLD – $CS_{min} = 8,59$ – $CS_{max} = 100,00$



Mappatura a colori del coefficiente di sicurezza $CS=R_d/E_d$ – Taglio SLD – $CS_{min} = 2,10$ – $CS_{max} = 100,00$



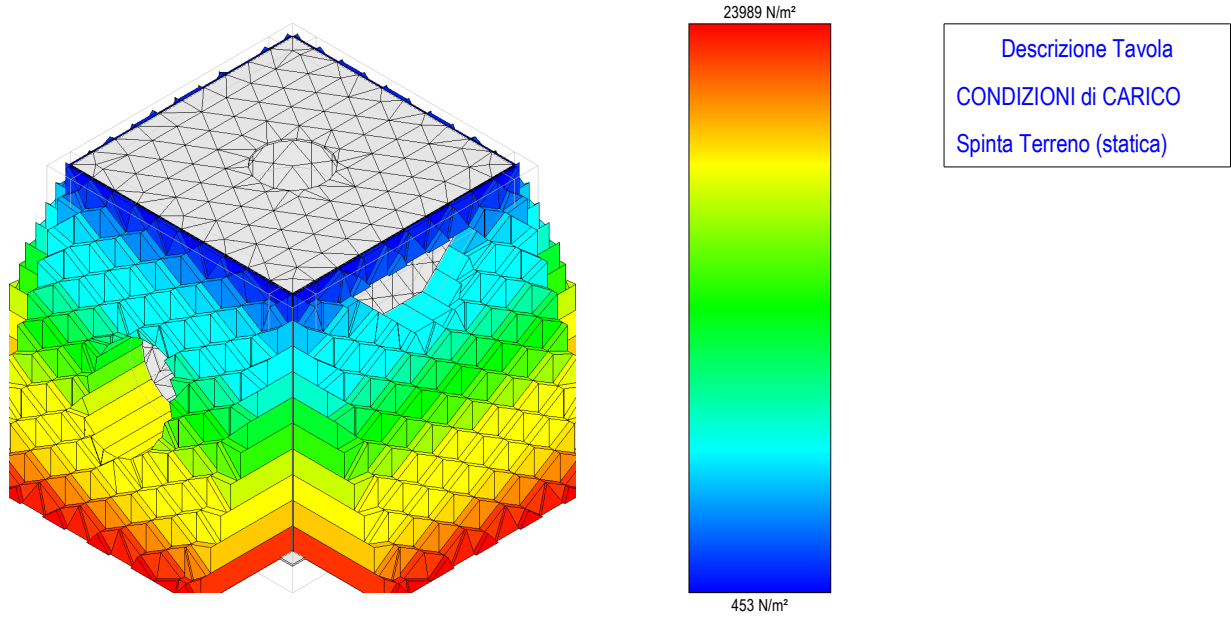
Mappatura a colori del coefficiente di sicurezza $CS=R_d/E_d$ – Tensioni SLE – $CS_{min} = 8,42$ – $CS_{max} = 100,00$



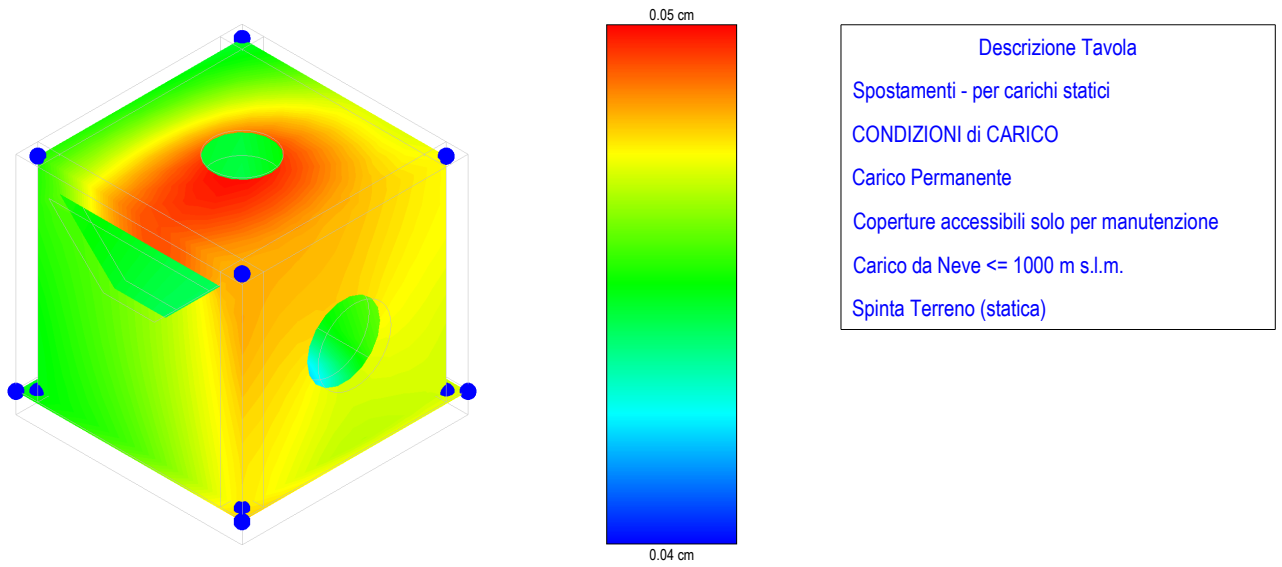
Mappatura a colori del coefficiente di sicurezza $CS=R_d/E_d$ – Fessurazione SLE – $CS = 100,00$ (condizioni ordinarie)

11.3 Pozzetto tipo 2.50x2.50 – Schema di carico da traffico e risultati in termini di tensioni e spostamenti delle combinazioni di carico con i carichi permanenti e variabili verticali, l'azione sismica e la spinta del terreno.

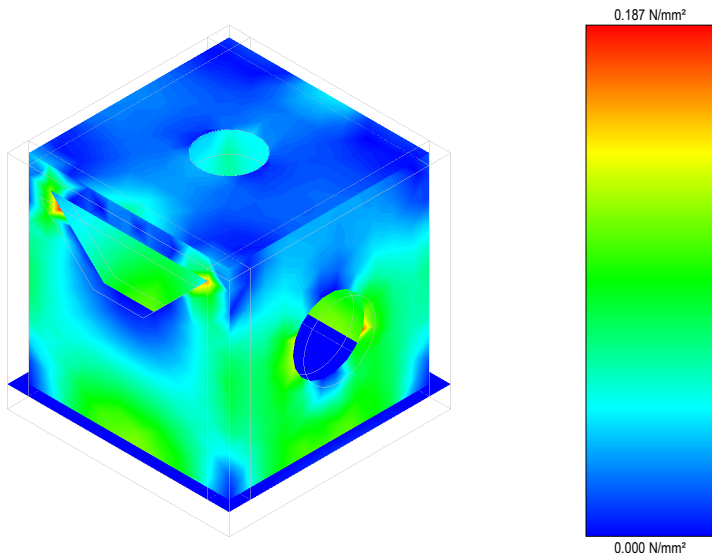
Spinte terreno



Spostamenti



Tensioni Shell



Descrizione Tavola

Tensioni - per carichi statici - Sigma L1

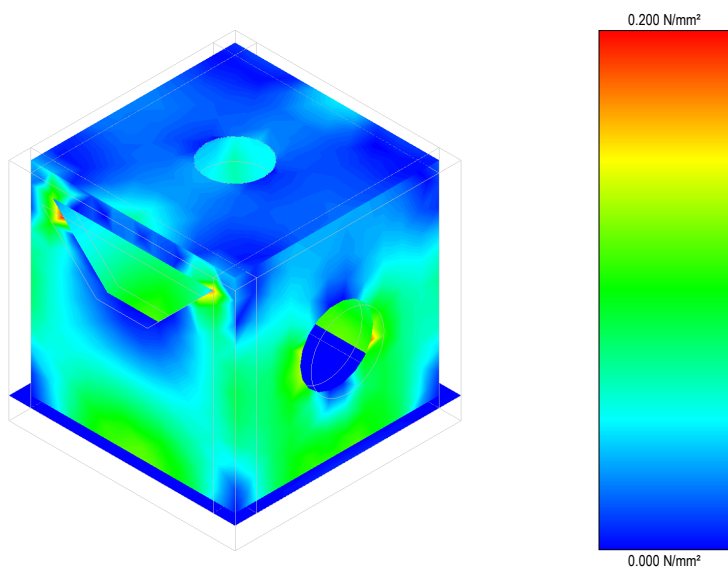
CONDIZIONI di CARICO

Carico Permanente

Coperture accessibili solo per manutenzione

Spinta Terreno (statica)

Tensioni Shell



Descrizione Tavola

Tensioni - per carichi statici - Sigma L1

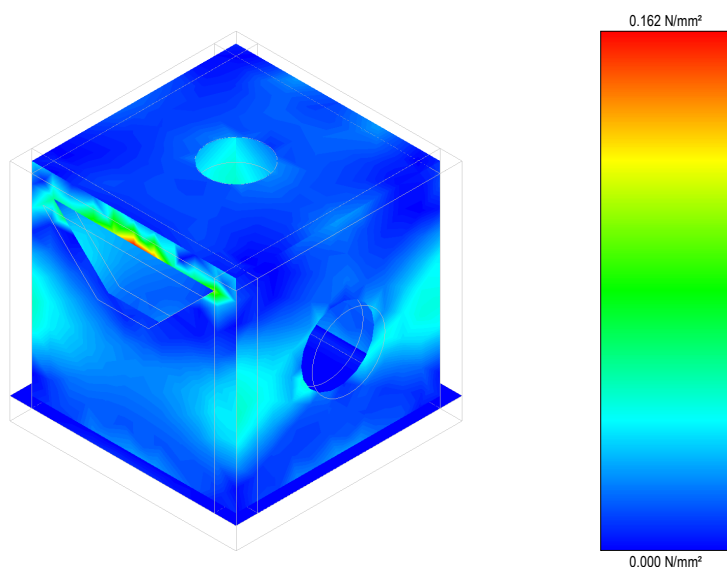
CONDIZIONI di CARICO

Carico Permanente

Carico da Neve <= 1000 m s.l.m.

Spinta Terreno (statica)

Tensioni Shell



Descrizione Tavola

Tensioni - per carichi statici - Sigma L2

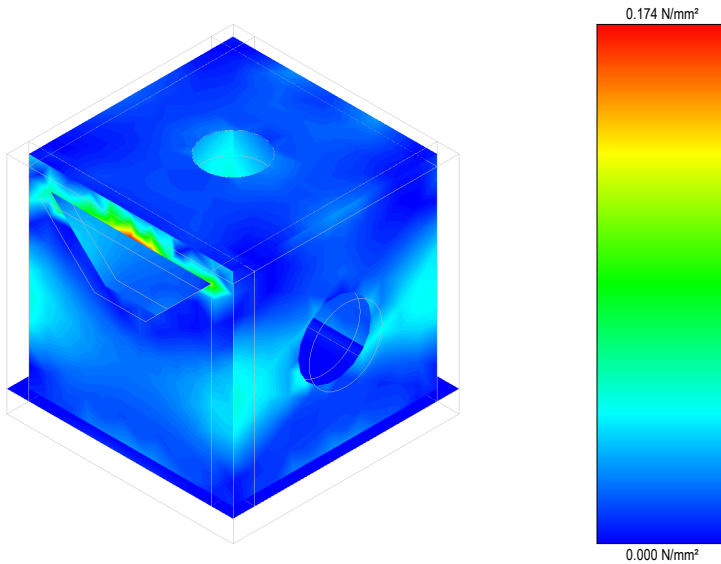
CONDIZIONI di CARICO

Carico Permanente

Coperture accessibili solo per manutenzione

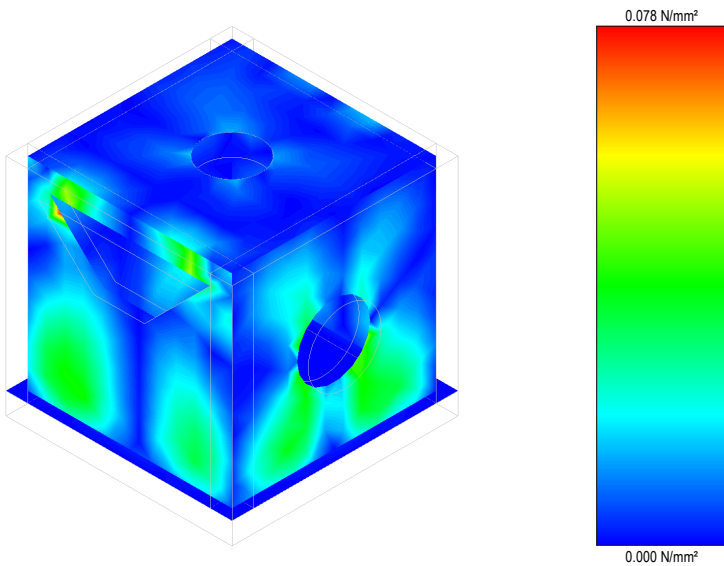
Spinta Terreno (statica)

Tensioni Shell



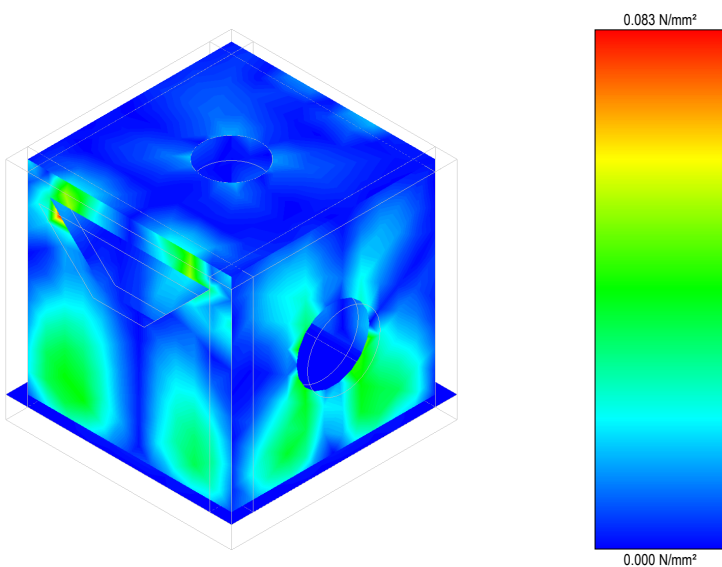
Descrizione Tavola
Tensioni - per carichi statici - Sigma L2
CONDIZIONI di CARICO
Carico Permanente
Carico da Neve <= 1000 m s.l.m.
Spinta Terreno (statica)

Tensioni Shell



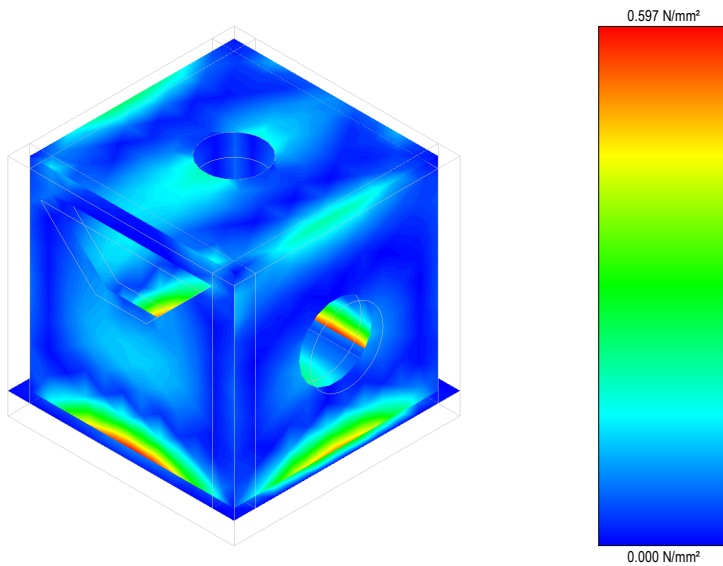
Descrizione Tavola
Tensioni - per carichi statici - Sigma L1-2
CONDIZIONI di CARICO
Carico Permanente
Coperture accessibili solo per manutenzione
Spinta Terreno (statica)

Tensioni Shell



Descrizione Tavola
Tensioni - per carichi statici - Sigma L1-2
CONDIZIONI di CARICO
Carico Permanente
Carico da Neve <= 1000 m s.l.m.
Spinta Terreno (statica)

Tensioni Shell



Descrizione Tavola

Tensioni - per carichi statici - Sigma P1

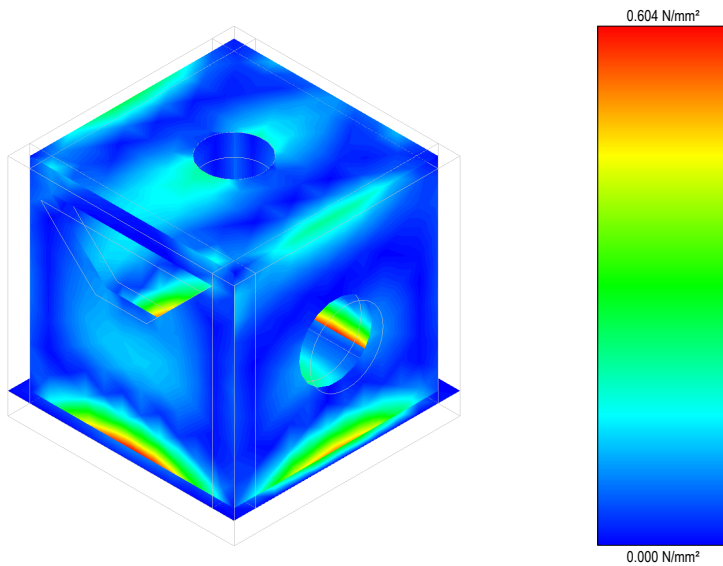
CONDIZIONI di CARICO

Carico Permanente

Coperture accessibili solo per manutenzione

Spinta Terreno (statica)

Tensioni Shell



Descrizione Tavola

Tensioni - per carichi statici - Sigma P1

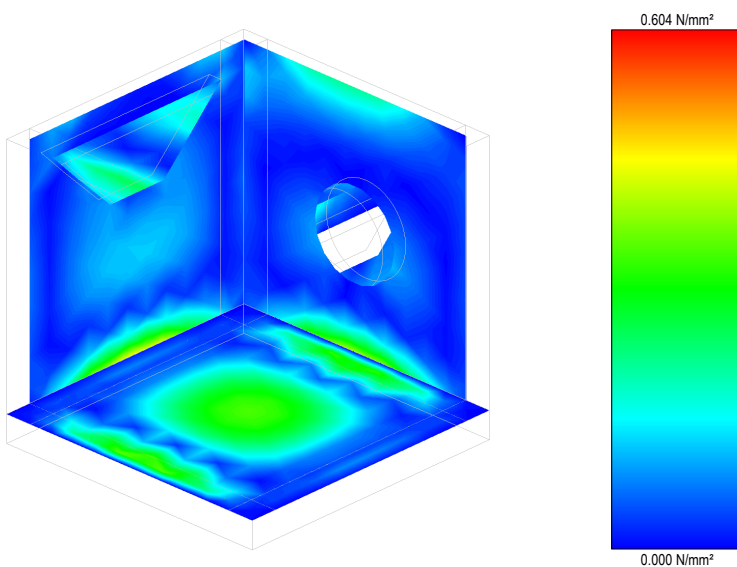
CONDIZIONI di CARICO

Carico Permanente

Carico da Neve <= 1000 m s.l.m.

Spinta Terreno (statica)

Tensioni Shell



Descrizione Tavola

Tensioni - per carichi statici - Sigma P1

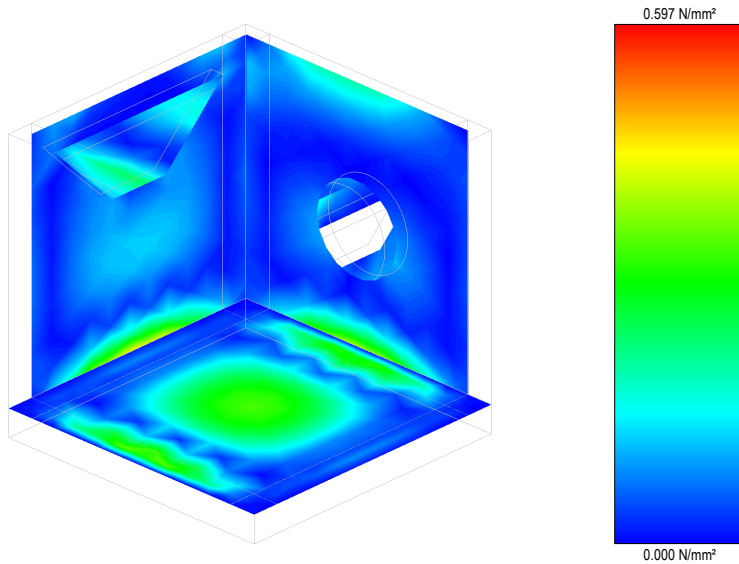
CONDIZIONI di CARICO

Carico Permanente

Carico da Neve <= 1000 m s.l.m.

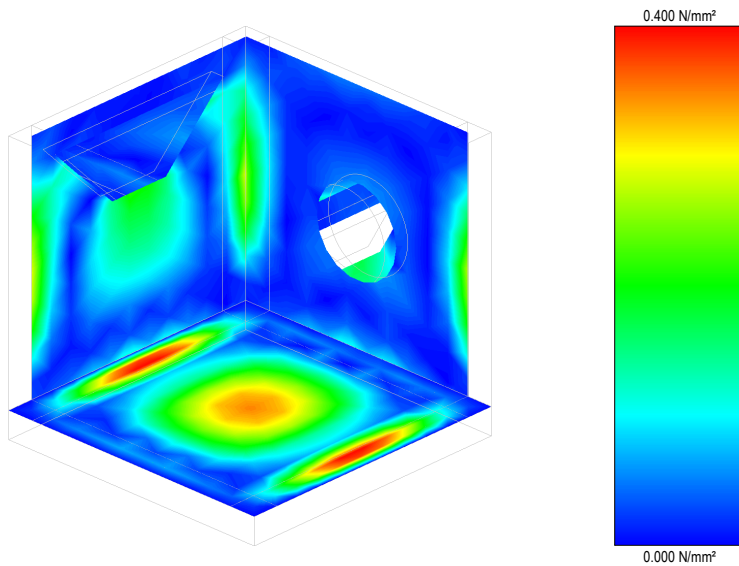
Spinta Terreno (statica)

Tensioni Shell



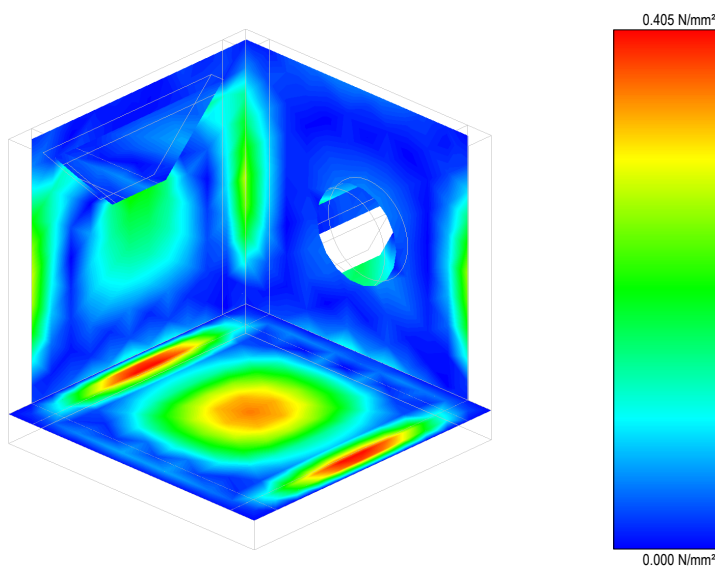
Descrizione Tavola
Tensioni - per carichi statici - Sigma P1
CONDIZIONI di CARICO
Carico Permanente
Coperture accessibili solo per manutenzione
Spinta Terreno (statica)

Tensioni Shell



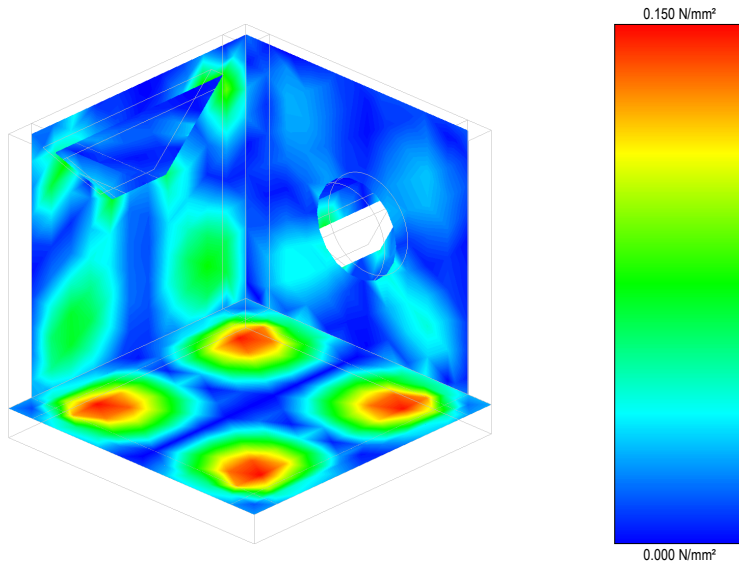
Descrizione Tavola
Tensioni - per carichi statici - Sigma P2
CONDIZIONI di CARICO
Carico Permanente
Coperture accessibili solo per manutenzione
Spinta Terreno (statica)

Tensioni Shell



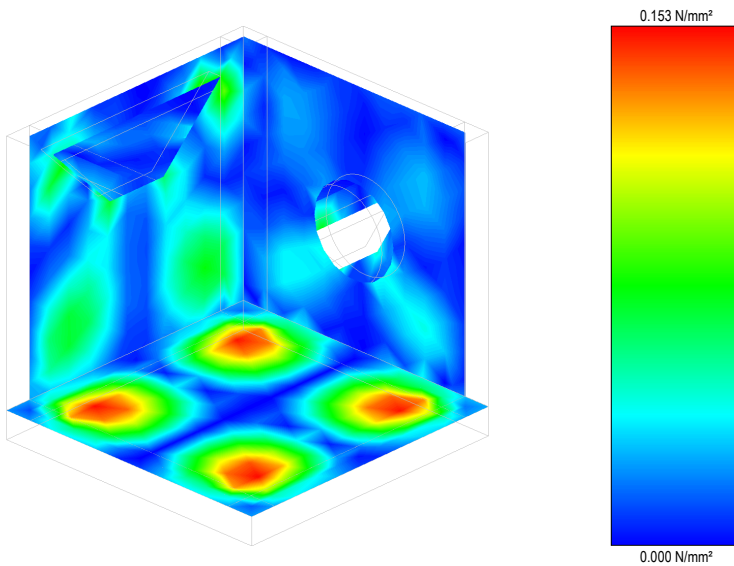
Descrizione Tavola
Tensioni - per carichi statici - Sigma P2
CONDIZIONI di CARICO
Carico Permanente
Carico da Neve <= 1000 m s.l.m.
Spinta Terreno (statica)

Tensioni Shell



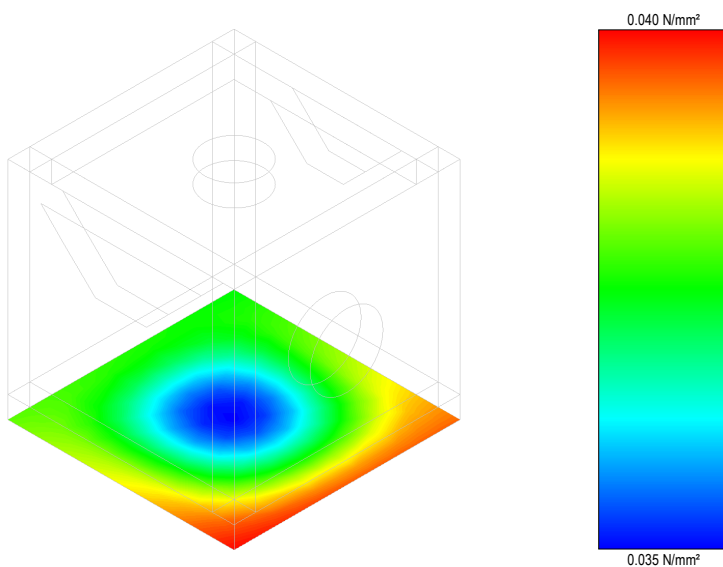
Descrizione Tavola
Tensioni - per carichi statici - Tau P1-2
CONDIZIONI di CARICO
Carico Permanente
Coperture accessibili solo per manutenzione
Spinta Terreno (statica)

Tensioni Shell



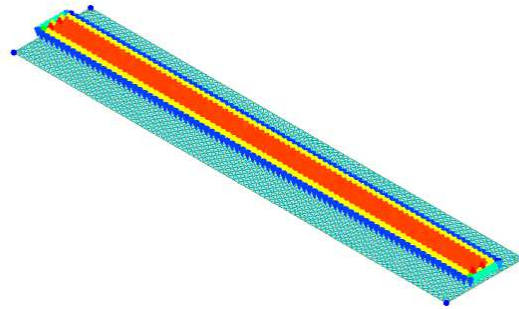
Descrizione Tavola
Tensioni - per carichi statici - Tau P1-2
CONDIZIONI di CARICO
Carico Permanente
Carico da Neve <= 1000 m s.l.m.
Spinta Terreno (statica)

Geotecnica

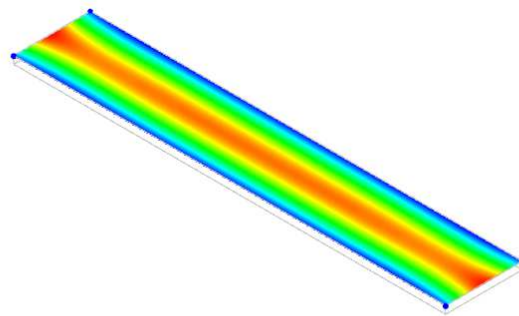


Descrizione Tavola
Tensioni - per carichi statici
CONDIZIONI di CARICO
Carico Permanente
Coperture accessibili solo per manutenzione
Carico da Neve <= 1000 m s.l.m.
Spinta Terreno (statica)

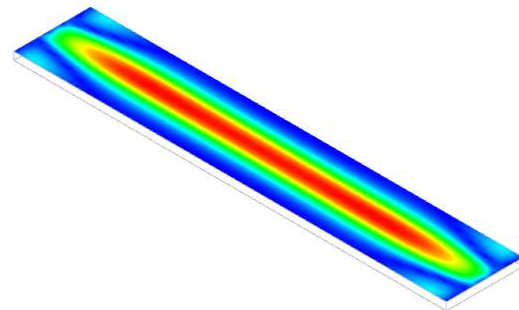
11.4 Platea per posa separatore di idrocarburi - Risultati in termini di tensioni e spostamenti delle combinazioni di carico con i carichi permanenti e variabili verticali, l'azione sismica e la spinta del terreno.



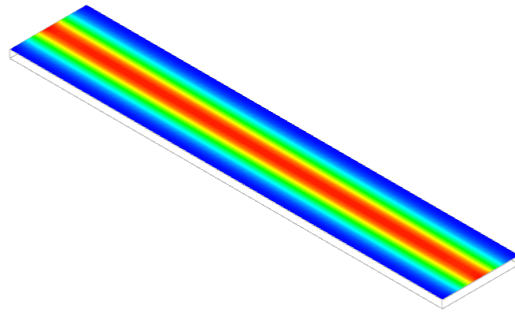
Schema di carico



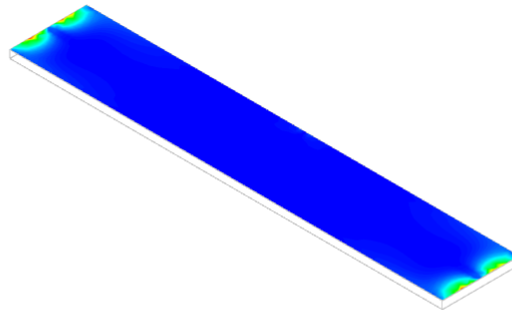
Condizioni di carico combinate: permanenti; permanenti non strutturali (reinterro e separatore di idrocarburi a pieno carico)
Spostamenti – $s_{min} = 0,06 \text{ cm}$ – $s_{max} = 0,07 \text{ cm}$



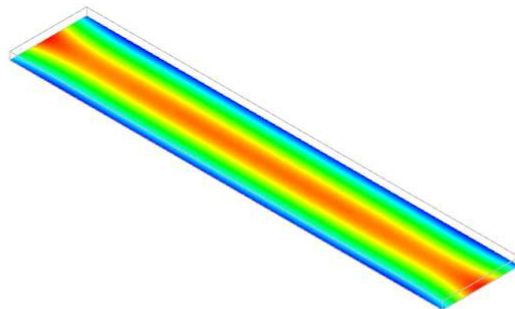
Condizioni di carico combinate: permanenti; spinta sismica del terreno
Tensioni piastra normale dir.1 – $\sigma_{1max,piastra} = 0,152 \text{ N/mm}^2$



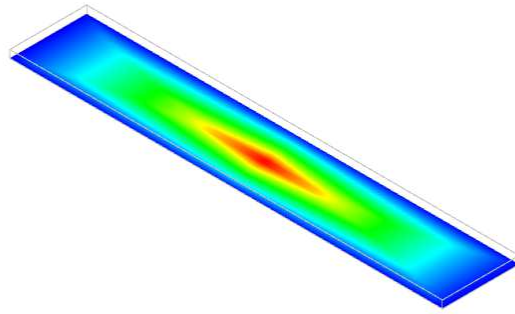
Condizioni di carico combinate: permanenti; spinta sismica del terreno
Tensioni piastra normale dir.2 – $\sigma_{2\max, \text{piastra}} = 0,745 \text{ N/mm}^2$



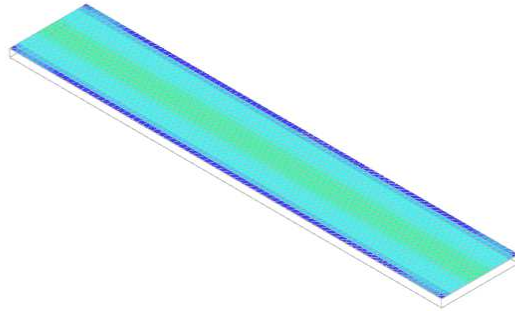
Condizioni di carico combinate: permanenti; spinta sismica del terreno
Tensioni piastra tangenziale dir.1-2 – $\tau_{12\max, \text{piastra}} = 0,052 \text{ N/mm}^2$



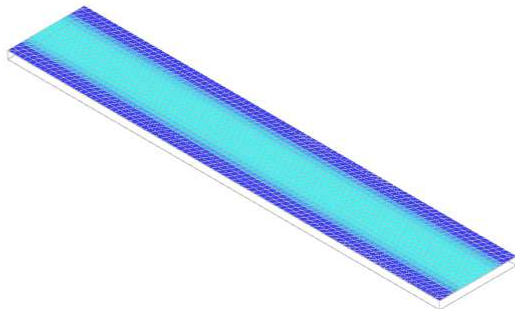
Tensioni massime SLU sul terreno – $\sigma_{\min, \text{terreno}} = 0,073 \text{ N/mm}^2$ – $\sigma_{\max, \text{terreno}} = 0,089 \text{ N/mm}^2$



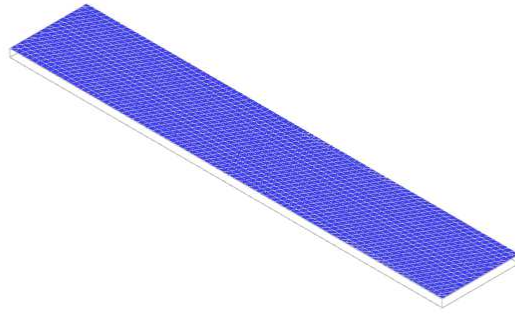
Cedimenti assoluti – $w_{\min} = 0,037$ cm – $w_{\max} = 0,143$ cm



Mappatura a colori del coefficiente di sicurezza $CS=R_d/E_d$ – Flessione SLU – $CS_{\min} = 2,88$ – $CS_{\max} = 100,00$



Mappatura a colori del coefficiente di sicurezza $CS=R_d/E_d$ – Tensioni SLE – $CS_{\min} = 16,13$ – $CS_{\max} = 100,00$



Mappatura a colori del coefficiente di sicurezza $CS=R_d/E_d$ – Fessurazione SLE – $CS = 100,00$ (condizioni ordinarie)

11.4 Manufatto di sbocco nella vasca di laminazione –

Si riportano di seguito le verifiche geotecniche e strutturali svolte per il manufatto in oggetto, svolte mediante l'impiego di un foglio di calcolo di utilizzo consolidato.

Si sottolinea in particolare, in merito alle sezioni di verifica analizzate, che:

- per le verifiche geotecniche è stata effettuata la verifica considerando la sezione completa del manufatto, al fine di garantire la stabilità alle varie sollecitazioni presenti;
- per le verifiche strutturali del manufatto, al fine di tenere conto della presenza dei muri laterali di contrasto e quindi del comportamento "a piastra" dell'opera anziché "a mensola", la sezione di calcolo è stata presa ad un'altezza di $2/3$ dell'altezza totale.

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

MURO DI SOSTEGNO

A1/SISMA+M1

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE TERRENI (valori caratteristici)				
t1)	terreno da rilevato 1			
	angolo d'attrito interno	rilevato saturo permeabile	$\phi_k t1$	= 30,0 °
	angolo di attrito muro-terreno		$\delta_k t1$	= 20,0 °
	coesione		$c_k t1$	= 0 KPa
	peso di volume a tergo muro		$\gamma t1$	= 1,9 t/m ³
	inclinazione terreno		$i t1$	= 0 °
t2)	terreno da rilevato 2	rilevato saturo permeabile		
	angolo d'attrito interno		$\phi_k t2$	= 30,0 °
	angolo di attrito muro-terreno		$\delta_k t2$	= 20,0 °
	coesione		$c_k t2$	= 0 KPa
	peso di volume		$\gamma t2$	= 1,9 t/m ³
t3)	terreno di fondazione			
	angolo d'attrito interno		$\phi_k t3$	= 31,0 °
	angolo d'attrito muro-terreno		$\delta_k t3$	= 31 °
	coesione		$c_k t3$	= 0 KPa
	peso di volume		$\gamma t3$	= 1,8 t/m ³
	peso di volume dell'acqua		γw	= 1,0 t/m ³
	peso rilevato (considerato come sovraccarico permanente)		q_r	= 1,0 t/m ²
	impronta (sovrapposizione) sovraccarico permanente su platea		d_r	= 1,9 m
	valore del sovraccarico variabile sul rilevato		q	= 2,0 t/m ²
	coeff. combinazione sovrac. variabile (per verifica sismica)		ψ_s	= 0,6
QUOTE				
	quota piano campagna		Q_{pc}	= 0,50 m
	quota testa muro		Q_{tm}	= 3,10 m
	quota piano di posa del muro		Q_{pp}	= 0,00 m
	quota falda rispetto piano posa fondazione		Q_f	= -1,50 m
GEOMETRIA MURO				
con riferimento alla figura:				
	larghezza totale platea		b_1	= 3,80 m
	larghezza testa muro		b_2	= 0,20 m
	larghezza piede esterno		b_3	= 3,60 m
	larghezza aggiuntiva del magrone		c_m	= 0,00 m
	base area triangolare paramento a monte		b_4	= 0,00 m
	inclinazione del paramento esterno		$tg \beta'$	= 0,00
	altezza naso		h_n	= 0,00 m
	lunghezza naso		l_n	= 0,00 m
	altezza prolungamento muro di testa		h_{mt}	= 0,00 m
	posizione baricentro prolungamento da filo testa muro esterno		x_{mt}	= 0,00 m
	posizione baricentro prolungamento da quota testa muro		y_{mt}	= 0,00 m
	altezza platea		h_p	= 0,20 m
	altezza magrone		h_m	= 0,10 m
	peso di volume muro		γ_{muro}	= 2,50 t/m ³
	peso di volume magrone		$\gamma_{magrone}$	= 2,40 t/m ³
	altezza barriera acustica		h_b	= 0,00 m
	peso barriera acustica per unità superficie		P_b	= 0,00 t/m ²
	peso barriera acustica a metro lineare		P_b	= 0,00 t/m
	posizione baricentro barriera da filo testa muro esterno		x_b	= 0,20 m
	posizione baricentro barriera da quota testa muro		y_b	= 0,00 m
	azione del vento		V	= 0,09 t/m ²
	azione urto su barriera di sicurezza		F	= 0,00 t
	lunghezza di diffusione dell'azione dell'urto (in verifiche geotecniche)		d	= 0,00 m
	NUMERO DI SEZIONI DEL FUSTO DA VERIFICARE		v	= 4,00
	Accelerazione orizzontale massima	Presenza di sisma	a_g	= 0,615087 m/s ²
	Verifica sismica		a_g/g	= 0,063
	Classe d'uso	IV	C_U	= 2,0
	Categoria del suolo		C	= C
	Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro		F_0	= 2,42

CALCOLO DEI PARAMETRI GEOTECNICI

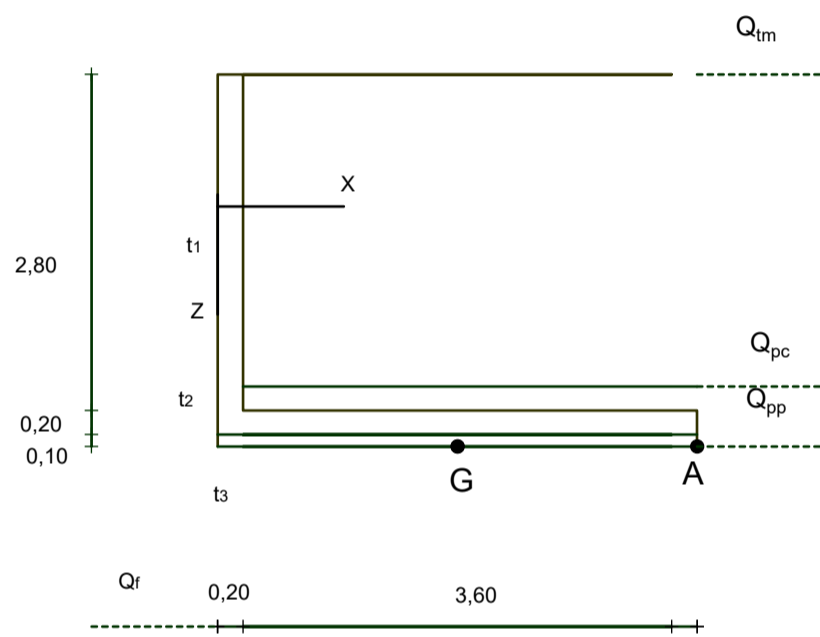
coefficiente correttivo in funzione del tipo di terreno di fondazione	S_s	=	1,50
coefficiente amplificazione topografica	S_T	=	1,20
coefficiente sismico orizzontale	k_h	=	0,020
coefficiente sismico verticale	k_v	=	0,010
angolo di intensità sismica (terreno t1)	θ	=	1,850 °
angolo di intensità sismica (terreno t2)	θ	=	1,850 °

Parametri relativi al terreno t1		M1	M2
coefficiente di spinta a riposo	K_{o1}	=	0,500 0,581
coefficiente di spinta attiva (formula di Muller-Breslau)	K_{a1}	=	0,297 0,358
coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche	K_{ae1}	=	0,353 0,430
Parametri relativi al terreno t2		M1	M2
coefficiente di spinta a riposo	$K_{o2'}$	=	0,500 0,581
con paramento verticale:			
coefficiente di spinta attiva (formula di Muller-Breslau)	$K_{a2'}$	=	0,297 0,358
coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche	$K_{ae2'}$	=	0,353 0,430
con paramento verticale (platea)			
coefficiente di spinta attiva con muro verticale	$K_{a2''}$	=	0,297 0,364
coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche	$K_{ae2''}$	=	0,353 0,430
sovraccarico dovuto al terreno t1	$q t1$	=	3,00 t/m ²
sovraccarico dovuto ai terreni t1 e t2'	$q t1+t2'$	=	3,23 t/m ²

ALTEZZE DEGLI STRATI DI TERRENO

altezza rilevato sulla platea	$h t1$	=	2,80
altezza terreno in sito rispetto al piano di posa platea	$h t2$	=	0,50 m
altezza falda (rispetto al piano di posa)	h_f	=	-1,50 m

GEOMETRIA MURO



	AREA m ²	Fz t	dFz (A) m	Fx t	dFx (A) m	Mstab (A) t*m	Mrib (A) t*m
PESO PROPRIO MURO							
1) platea	0,760	1,900	1,900			3,610	
2) fusto	0,560	1,400	3,700			5,180	
3) paramento a valle	0,000	0,000	0,000			0,000	
paramento a monte	0,000	0,000	3,800			0,000	
m) magrone	0,380	0,912	1,900			1,733	
4) prolungamento muro di testa	0,000	0,000	0,000			0,000	
4a) naso	0,000	0,000	0,000			0,000	
v) veletta	0,000	0,000	0,000			0,000	
b) barriera acustica		0,000	0,000			0,000	
totale muro	1,700	4,212				10,523	

PESO PROPRIO RILEVATO+SOVRACCARICO PERMANENTE							
5) terreno t1 sulla platea a monte	0,000	0,000	3,800			0,000	
6) terreno t2 sulla platea a monte	0,000	0,000	3,800			0,000	
rett. t1) area rettangolare terreno t1	0,000	0,000	3,800			0,000	
tr. t1) area triangolare sup. terreno t1	0,000	0,00	0,000	3,800		0,000	
tr. t1) area triangolare terreno t1	0,000		0,000	3,800		0,000	
tr. t2) area triangolare terreno t2	0,000		0,000	3,800		0,000	
r) rilevato (sovraccarico permanente)			1,900	2,850		5,415	
totale rilevato	0,000	1,900				5,415	

CALCOLO DELLE COMPONENTI DI SPINTA ATTIVA RILEVATO							
AZIONI							
t1) diagramma triangolare		t					
Risultante spinta attiva	S a1	1,160					
componente verticale	S a1z		0,580	3,800		2,204	
componente orizzontale	S a1x				1,005	1,367	1,373
t2') diagramma rettangolare							
Risultante spinta attiva	S a2'	0,178					
componente verticale	S a2'z		0,089	3,800		0,339	
componente orizzontale	S a2'x				0,155	0,400	0,062
diagramma triangolare							
Risultante spinta attiva	S a2''	0,007					
componente verticale	S a2''z		0,003	3,800		0,013	
componente orizzontale	S a2''x				0,006	0,367	0,002
t2'') diagramma rettangolare							
Risultante spinta attiva	S a2'''	0,288					
componente verticale	S a2'''z		0,099	3,800		0,375	
componente orizzontale	S a2'''x				0,271	0,150	0,041
diagramma triangolare							
Risultante spinta attiva	S a2''''	0,015					
componente verticale	S a2''''z		0,005	3,800		0,020	
componente orizzontale	S a2''''x				0,015	0,100	0,001
totale spinta attiva			0,777		1,451	2,951	1,479

CALCOLO DELLE COMPONENTI DELLA SPINTA ATTIVA DOVUTA AL SOVRACCARICO VARIABILE							
t1) spinta sovraccarico terreno t1	Sq1	1,545					
componente verticale	Sq1z		0,773	3,800		2,936	
componente orizzontale	Sq1x				1,338	1,800	2,409
t2') spinta sovraccarico terreno t2'	Sq2'	0,119					
componente verticale	Sq2'z		0,059	3,800		0,226	
componente orizzontale	Sq2'x				0,103	0,400	0,041
t2'') spinta sovraccarico terreno t2''	Sq2''	0,178					
componente verticale	Sq2''z		0,061	3,800		0,232	
componente orizzontale	Sq2''x				0,168	0,150	0,025
sovraccarico			0,000	2,850		0,000	
totale sovraccarico			0,893		1,609	3,394	2,475

CALCOLO DELLE COMPONENTI DELLA SPINTA ATTIVA DOVUTA AL RILEVATO (SOVRACCARICO PERMANENTE)							
t1) spinta rilevato terreno t1	Sqb1	0,773					
componente verticale	Sqb1z		0,386	3,800		1,468	
componente orizzontale	Sqb1x				0,669	1,800	1,204
t2') spinta rilevato terreno t2'	Sqb2'	0,059					
componente verticale	Sqb2'z		0,030	3,800		0,113	
componente orizzontale	Sqb2'x				0,051	0,400	0,021
t2'') spinta rilevato terreno t2''	Sqb2''	0,089					
componente verticale	Sqb2''z		0,031	3,800		0,116	
componente orizzontale	Sqb2''x				0,084	0,150	0,013
totale rilevato (sovraccarico permanente)			0,447		0,804	1,697	1,238

	AZIONI	Fz	dFz (A)	Fx	dFx (A)	Mstab (A)	Mrib (A)
	t	t	m	t	m	t*m	t*m
SPINTA E SOTTOSPINTA IDRAULICA							
sottospinta idraulica	Swv	0,000	0,000				0,000
spinta idraulica	Swh			0,000	0,000		0,000
totale spinta e sottospinta idraulica		0,000		0,000			0,000
SPINTA IDRODINAMICA IN PRESENZA DI SISMA							
spinta idrodinamica	Ewd1			0,114			
totale spinta idrodinamica				0,114	-0,600		-0,068
CALCOLO DELL'INCREMENTO DI SPINTA ATTIVA DEL RILEVATO DOVUTA AL SISMA							
t1) diagramma triangolare							
Risultante spinta attiva	S a1			0,378			
t2') diagramma rettangolare							
Risultante spinta attiva	S a2'			0,035			
diagramma triangolare							
Risultante spinta attiva	S a2'			0,002			
t2'') diagramma rettangolare							
Risultante spinta attiva	S a2''			0,057			
diagramma triangolare							
Risultante spinta attiva	S a2''			0,005			
totale incremento di spinta attiva dovuto al sisma				0,478	1,550		0,741
CALCOLO DELL'INCREMENTO DELLA SPINTA ATTIVA DEL RILEVATO (SOVRACCARICO PERMANENTE) DOVUTA AL SISMA							
t1) spinta sovraccarico terreno t1							
Risultante spinta attiva	Sqb1			0,153			
t2') spinta sovraccarico terreno t2'							
Risultante spinta attiva	Sqb2'			0,012			
t2'') spinta sovraccarico terreno t2''							
Risultante spinta attiva	Sqb2''			0,018			
totale incremento di spinta attiva del rilevato (sovraccarico) dovuto al sisma				0,183	1,550		0,283
CALCOLO DELL'INCREMENTO DELLA SPINTA ATTIVA DEL SOVRACCARICO VARIABILE DOVUTA AL SISMA							
t1) spinta sovraccarico terreno t1							
Risultante spinta attiva	Sq1			0,184			
t2') spinta sovraccarico terreno t2'							
Risultante spinta attiva	Sq2'			0,014			
t2'') spinta sovraccarico terreno t2''							
Risultante spinta attiva	Sq2''			0,021			
totale incremento di spinta attiva del sovraccarico dovuto al sisma				0,219	1,550		0,340
CALCOLO DELLA FORZA ORIZZONTALE E VERTICALE SULLE MASSE DOVUTA AL SISMA							
<u>peso proprio muro</u>							
1) platea		0,019	1,900	0,039	0,200	0,037	0,008
2) fusto		0,014	3,700	0,028	1,700	0,053	0,048
3) paramento a valle		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
paramento a monte		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
v) veletta		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
m) magrone		0,009	1,900	0,019	0,050	0,018	0,001
4) prolungamento muro di testa		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
4a) naso		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
b) barriera acustica		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
<u>peso proprio rilevato</u>							
5) terreno t1 sulla platea a monte		0,000	3,800	0,000	1,800	0,000	0,000
6) terreno t2 sulla platea a monte		0,000	3,800	0,000	0,400	0,000	0,000
rett. t1) area rettangolare terreno t1		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
tr. t1) area triangolare sup. terreno t1		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
tr. t1) area triangolare terreno t1		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
tr. t2) area triangolare terreno t2		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
r) rilevato (sovraccarico permanente)		0,019	2,850	0,039	3,100	0,055	0,120
totale forze sulle masse dovuta al sisma		0,062		0,124		0,162	0,177
URTO SULLA BARRIERA							
totale urto sulla barriera				0,000	3,700		0,000
VENTO							
vento su prolungamento muro				0,000	0,000		0,000
vento su barriera acustica				0,000	0,000		0,000
totale vento				0,000			0,000

TABELLA RIASSUNTIVA

**A1+M1
SISMA+M1**

	Fz t	Fx t	Mstab (A) t*m	Mrib (A) t*m	Coefficienti di combinazione		
					A1	Esercizio	SISMA
peso proprio muro	4,212		10,523		1,00	1,00	1,00
peso proprio rilevato+sovraccarico permanente	1,900		5,415		1,00	1,00	1,00
spinta a riposo terreno a tergo del muro	0,000	2,775	0,000	2,867	0,00	0,00	0,00
spinta a riposo rilevato (sovraccarico permanente)	0,000	1,550	0,000	2,403	0,00	0,00	0,00
spinta a riposo sovraccarico variabile	0,000	3,100	0,000	4,805	0,00	0,00	0,00
incremento di spinta a riposo del rilevato per il sisma		1,740		2,697			0,00
incremento di spinta a riposo del sovrac.perm. per il sisma		1,506		2,335			0,00
incremento di spinta a riposo sovrac.var. per il sisma		1,808		2,802			0,00
spinta attiva terreno a tergo muro	0,777	1,451	2,951	1,479	1,30	1,00	1,00
spinta attiva rilevato (sovraccarico permanente)	0,447	0,804	1,697	1,238	1,30	1,00	1,00
spinta attiva sovraccarico variabile	0,893	1,609	3,394	2,475	1,50	1,00	1,00
decremento per spinta attiva efficace	0,000	0,000	0,000	0,000	1,30	1,00	1,00
spinta e sottospinta idraulica	0,000	0,000		0,000	1,30	1,00	1,00
incremento di spinta attiva del rilevato per il sisma		0,478		0,741			1,00
incremento di spinta attiva del sovrac.perm. per il sisma		0,183		0,283			1,00
incremento di spinta attiva sovrac.var. per il sisma		0,219		0,340			1,00
forza orizzontale sisma su masse		0,124		0,177			1,00
forza verticale sisma su masse	0,062		0,162	0,000			1,00
spinta idrodinamica in presenza di sisma		0,114		-0,068			1,00
urto sulla barriera		0,000		0,000	1,50	1,00	
vento		0,000		0,000	1,50	1,00	
Combinazione A1	9,042	5,345	27,071	7,245			
Combinazione Esercizio	8,228	3,864	23,980	5,192			
Combinazione SISMA	8,290	4,982	24,142	6,664			

VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE

VERIFICA A RIBALTAMENTO RISPETTO AL PUNTO A

$$F_s = \sum M_{stab} (A) / \sum M_{rib} (A)$$

Combinazione A1-M1	Fs	=	3,74	>=	1,00
Combinazione esercizio	Fs	=	4,62	>=	1,50
Combinazione Sisma-M1	Fs	=	3,62	>=	1,00

DM 14/01/08
EC7

VERIFICA A SCORRIMENTO

$$F_s = \sum F_v * tg \delta_3 / \sum F_h$$

Combinazione A1-M1	Fs	=	1,04	>=	1,00
Combinazione esercizio	Fs	=	1,30	>=	1,30
Combinazione Sisma-M1	Fs	=	1,02	>=	1,00

DM 14/01/08
EC7

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE (Brinch-Hansen - 1970)

fattore di capacità portante riferito al sovraccarico (Prandtl - 1921)	Nq	=	20,631 EC7 parte 1, appendice B
fattore di capacità portante riferito al terreno (Brinch Hansen - 1970)	N _γ	=	23,591 EC7 parte 1, appendice B
fattore di capacità portante riferito alla coesione (Reissner - 1924)	Nc	=	32,671 EC7 parte 1, appendice B
sovraccarico costituito dal terreno t2	qt2	=	0,95 t/m ²

			A1	Esercizio	SISMA
momento totale rispetto ad A	MA	t*m	19,826	18,788	17,478
risultante componenti verticali	Σ Fv	t*m	9,042	8,228	8,290
eccentricità delle forze verticali rispetto ad A	eA	m	2,193	2,283	2,108
eccentricità delle forze verticali rispetto al baricentro della sezione	eC	m	0,293	0,383	0,208
larghezza effettiva equivalente (Meyerhof - 1953)	b _{eff}	m	3,215	3,033	3,384
carico equivalente	q _{eq}	t/m ²	2,813	2,713	2,450
coefficiente di inclinazione del carico (Vesic, 1970)	i _γ		0,068	0,149	0,064
coefficiente di inclinazione del carico (Vesic, 1970)	i _q		0,201	0,302	0,194
coefficiente di inclinazione del carico	i _c		0,161	0,267	0,153
peso di volume efficace del terreno	γ'	t/m³	1,267	1,294	1,243
capacità portante limite in presenza di sovraccarico	q LIM	t/m ²	7,230	12,839	6,965
capacità portante limite in assenza di sovraccarico	q LIM	t/m ²	3,282	6,911	3,154

VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE

DM 11/03/88

In presenza di sovraccarico

$$F_s = q_{LIM} / q_{eq}$$

Combinazione A1-M1	Fs	=	3,37	>=	1,00
Combinazione esercizio	Fs	=	6,75	>=	2,00
Combinazione Sisma-M1	Fs	=	4,01	>=	1,00

In assenza di sovraccarico

$$F_s = q_{LIM} / q_{eq}$$

Combinazione A1-M1	Fs	=	1,17	>=	1,00
Combinazione esercizio	Fs	=	4,73	>=	2,00
Combinazione Sisma-M1	Fs	=	1,29	>=	1,00

SOLLECITAZIONI SUL TERRENO RIFERITE AL BARICENTRO FONDAZIONE

			A1	Esercizio	SISMA
sforzo normale	N	t	9,04	8,23	8,29
momento	M	t*m	2,65	3,15	1,73
taglio	T	t	5,35	3,86	4,98
tensione massima	σ _{max}	t/m ²	3,48	3,48	2,90
tensione minima	σ _{min}	t/m ²	1,28	0,85	1,46
tensione media	σ _{med}	t/m ²	2,38	2,17	2,18

CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI SULLA SEZIONE 1

Distanza della sezione dalla testa del muro

z = 1,800 m

Spessore del fusto in corrispondenza della sezione

hz = 0,200 m

I bracci delle forze e i momenti sono riferiti al baricentro della sezione (G1)

	F _{tot} t	F _z t	F _x t	bF _z (G1) m	bF _x (G1) m	M(G1) t*m
1) Peso proprio						
Fusto rettangolare		0,900		0,000		0,000
Fusto triangolare paramento a valle		0,000		0,100		0,000
Fusto triangolare paramento a monte		0,000		0,100		0,000
Prolungamento muro		0,000		0,000		0,000
Violetta		0,000		0,000		0,000
Naso		0,000		0,000		0,000
Totale peso proprio		0,900				0,000
2) Peso terreno						
Area rettangolare terreno t1		0,000		-0,100		0,000
Area triangolare terreno t1		0,000		-0,100		0,000
Area triangolare terreno t2		0,000		-0,100		0,000
Totale peso terreno		0,000				0,000
3) Peso della barriera acustica						
Totale peso della barriera		0,000		-0,100		0,000
4) Spinta a riposo						
Diagramma triangolare in t1	1,216	0,000	1,216	0,100	0,733	0,892
Diagramma rettangolare in t2	0,304	0,000	0,304	0,000	0,100	0,030
Diagramma triangolare in t2	0,019	0,000	0,019	0,000	0,067	0,001
Diagramma rettangolare sovrac. perm, in t1	0,800	0,000	0,800	0,100	1,000	0,800
Diagramma rettangolare sovrac. perm, in t2	0,100	0,000	0,100	0,000	0,100	0,010
Totale spinta a riposo	2,439	0,000	2,439			1,733
5) Spinta a riposo dovuta al sovraccarico variabile						
Diagramma rettangolare in t1	1,600	0,000	1,600	0,100	1,000	1,600
Diagramma rettangolare in t2	0,200	0,000	0,200	0,100	0,100	0,020
Totale spinta a riposo dovuta al sovrac.	1,800	0,000	1,800			1,620
6) Incremento di spinta a riposo dovuto al sisma						
Diagramma rettangolare			0,684		0,900	0,616
Diagramma rettangolare sovrac. perm			0,593		0,900	0,533
Totale incremento spinta a riposo dovuto a sisma			1,277			1,149
7) Incremento di spinta a riposo sovraccarico var. dovuto al sisma						
Totale incremento di spinta sovraccarico dovuto al sisma			0,711		0,900	0,640
8) Spinta attiva						
Diagramma triangolare in t1	0,723	0,247	0,679	0,100	0,733	0,473
Diagramma rettangolare in t2	0,181	0,062	0,170	0,100	0,100	0,011
Diagramma triangolare in t2	0,011	0,004	0,011	0,100	0,067	0,000
Diagramma rettangolare sovrac. perm, in t1	0,475	0,163	0,447	0,100	1,000	0,431
Diagramma rettangolare sovrac. perm, in t2	0,059	0,020	0,056	0,100	0,100	0,004
Totale spinta attiva	1,450	0,496	1,362			0,919
9) Spinta attiva dovuta al sovraccarico variabile						
Diagramma rettangolare in t1	0,951	0,325	0,894	0,100	1,000	0,861
Diagramma rettangolare in t2	0,119	0,041	0,112	0,100	0,100	0,007
Totale spinta attiva dovuta al sovrac.	1,070	0,366	1,005			0,868
10) Incremento di spinta attiva dovuto al sisma						
Diagramma triangolare in t1			0,143			
Diagramma rettangolare in t2			0,036			
Diagramma triangolare in t2			0,002			
Diagramma rettangolare sovrac. perm, in t1			0,094			
Diagramma rettangolare sovrac. perm, in t2			0,012			
Totale incremento di spinta dovuto al sisma			0,287		0,900	0,259
11) Incremento di spinta attiva sovraccarico var. dovuto al sisma						
Diagramma rettangolare in t1			0,113			
Diagramma rettangolare in t2			0,014			
Totale incremento di spinta sovraccarico dovuto al sisma			0,127		0,900	0,115
12) Forza orizzontale su masse dovuta al sisma						
Area rettangolare fusto			0,018		0,900	0,016
Area triangolare paramento a valle			0,000		0,000	0,000
Area triangolare paramento a monte			0,000		0,000	0,000
Area rettangolare terreno t1			0,000		0,000	0,000
Area triangolare terreno t1			0,000		0,000	0,000
Area triangolare terreno t2			0,000		0,000	0,000
Area rettangolare terreno t1 sulla platea a monte			0,000		1,000	0,000
Area rettangolare terreno t2 sulla platea a monte			0,000		0,100	0,000
Peso barriera acustica			0,000		0,000	0,000
Peso violetta			0,000		0,000	0,000
Totale forza orizzontale su masse dovuta al sisma			0,018			0,016
13) Urto sulla barriera						
Totale urto sulla barriera			0,000		2,400	0,000
14) Vento						
Vento su prolungamento muro			0,000		0,000	0,000
Vento su barriera acustica			0,000		0,000	0,000
Totale vento			0,000			0,000

COMBINAZIONI DI CARICO

	M	N	V	Stato Limite Ultimo		
	[N*mm]	[N]	[N]	coeff. A1	coeff. UII	coeff. Sism.
Peso proprio	0,00E+00	8,83E+03		1,00	1,00	0,00
Peso terreno	0,00E+00	0,00E+00		1,00	1,00	0,00
Peso della barriera acustica	0,00E+00	0,00E+00		1,00	1,00	0,00
Spinta a riposo terreno+sovrac.perm.	1,70E+07	0,00E+00	2,39E+04	0,00	0,00	0,00
Spinta a riposo dovuta al sovrac. var.	1,59E+07	0,00E+00	1,77E+04	0,00	0,00	0,00
Incremento di spinta riposo dovuto al sisma	1,13E+07		1,25E+04			0,00
Incremento di spinta riposo sovrac.var.	6,28E+06		6,98E+03			0,00
Spinta attiva terreno	9,01E+06	4,86E+03	1,34E+04	1,30	1,30	1,00
Spinta attiva dovuta al sovrac. var.	8,52E+06	3,59E+03	9,86E+03	1,50	1,50	0,60
Incremento di spinta dovuto al sisma	2,54E+06		2,82E+03			1,00
Incremento di spinta attiva sovraccarico	1,12E+06		1,25E+03			0,60
Forza orizzontale sisma su masse	1,61E+05		1,79E+02			1,00
Urto sulla barriera	6,54E-38		2,73E-41	0,90	1,05	
Vento	0,00E+00		0,00E+00	0,90	0,90	

SOLLECITAZIONI PER LA VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO

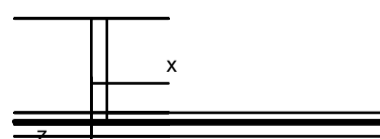
	COMB. A1			COMB. UII			COMB. SISM.		
	Msdu [N*mm]	Nsdu [N]	Vsdu [N]	Msdu [N*mm]	Nsdu [N]	Vsdu [N]	Msdu [N*mm]	Nsdu [N]	Vsdu [N]
Peso proprio	0,00E+00	8,83E+03		0,00E+00	8,83E+03		0,00E+00	0,00E+00	
Peso terreno	0,00E+00	0,00E+00		0,00E+00	0,00E+00		0,00E+00	0,00E+00	
Peso della barriera acustica	0,00E+00	0,00E+00		0,00E+00	0,00E+00		0,00E+00	0,00E+00	
Spinta a riposo terreno+sovrac.perm.	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
Spinta a riposo dovuta al sovrac. var.	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
Incremento di spinta riposo dovuto al sisma							0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
Incremento di spinta riposo sovrac.var.							0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
Spinta attiva terreno	1,17E+07	6,32E+03	1,74E+04	1,17E+07	6,32E+03	1,74E+04	9,01E+06	4,86E+03	1,34E+04
Spinta attiva dovuta al sovrac. var.	1,28E+07	5,38E+03	1,48E+04	1,28E+07	5,38E+03	1,48E+04	5,11E+06	2,15E+03	5,92E+03
Incremento di spinta dovuto al sisma							2,54E+06		2,82E+03
Incremento di spinta attiva sovraccarico							6,74E+05		7,49E+02
Forza orizzontale sisma su masse							1,61E+05		1,79E+02
Urto sulla barriera				6,87E-38		2,86E-41			
Vento	0,00E+00		0,00E+00	0,00E+00		0,00E+00			
Totale	2,45E+07	2,05E+04	3,22E+04	2,45E+07	2,05E+04	3,22E+04	1,75E+07	7,02E+03	2,30E+04

Combinazione di carico più sfavorevole:

Msdu = 2,45E+07 N*mm
 Nsdu = 2,05E+04 N
 Vsdu = 3,22E+04 N

SOLLECITAZIONI PER LE VERIFICHE A STATO LIMITE DI ESERCIZIO

	coeff.			M _{Q.P.}	N _{Q.P.}	M _{FR.}	N _{FR.}	M _{RARA}	N _{RARA}
	Q.P.	FR.	RARA	[N*mm]	[N]	[N*mm]	[N]	[N*mm]	[N]
Peso proprio	1,00	1,00	1,00	0,00E+00	8,83E+03	0,00E+00	8,83E+03	0,00E+00	8,83E+03
Peso terreno	1,00	1,00	1,00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
Peso della barriera acustica	1,00	1,00	1,00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
Spinta a riposo	0,00	0,00	0,00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
Spinta a riposo dovuta al sovrac. var.	0,00	0,00	0,00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
Spinta attiva	0,00	1,00	1,00	0,00E+00	0,00E+00	9,01E+06	4,86E+03	9,01E+06	4,86E+03
Spinta attiva dovuta al sovrac. var.	0,60	0,90	1,00	5,11E+06	2,15E+03	7,67E+06	3,23E+03	8,52E+06	3,59E+03
Urto sulla barriera	0,00	0,00	0,70	0,00E+00		0,00E+00		4,58E-38	
Vento	0,00	0,00	0,60	0,00E+00		0,00E+00		0,00E+00	
Totale				5,11E+06	1,10E+04	1,67E+07	1,69E+04	1,75E+07	1,73E+04



Qr

DIMENSIONI DELLA SEZIONE 1

b	=	1000	mm	Larghezza
h	=	200	mm	Altezza reale
c	=	50	mm	Distanza baricentro armature tese - lembo teso cls
d	=	150	mm	Altezza utile (dist. baricentro armature tese - lembo compresso)
d'	=	50	mm	Distanza baricentro armature compresse - lembo compresso cls

SOLLECITAZIONI SEZIONE (massimo momento)

M _{sdu}	=	2,45E+07	N*mm	Momento ultimo di calcolo riferito all'asse della sezione
N _{sdu}	=	-2,05E+04	N	Sforzo normale associato al momento ultimo (negativo in compressione)

Si tiene conto di un momento di calcolo pari a:

M _{sd}	=	2,55E+07	N*mm	Momento ultimo di calcolo riferito al baricentro delle armature tese
-----------------	---	----------	------	--

CALCOLO DI μ E DI ν

μ	=	0,068	Momento flettente ridotto
ν	=	-0,008	Sforzo normale ridotto

CALCOLO DELL' ARMATURA NECESSARIA

ω'	=	0,000	Rapporto meccanico dell'armatura compressa A's
ω	=	0,064	Rapporto meccanico dell'armatura tesa A _s
A's	=	0	mm ² Area necessaria di armatura compressa
A _s	=	406	mm ² Area necessaria di armatura tesa

CARATTERISTICHE DEL CALCESTRUZZO:CLASSE DI RESISTENZA: **C25/30**

CLASSE DI ESPOSIZIONE:

X0, XC1, XC2, XC3, XF1

ARMATURA EFFETTIVA:

Armatura tesa:

n ₁	=	4	numero barre fila 1
ϕ_1	=	12	mm diametro barre fila 1
d ₁	=	50	mm dist. fila 1 dal lembo teso (inferiore)
A ₁	=	452	mm ² Area ferri fila 1
s ₁	=	238	mm interfero reale tra le barre fila 1
n ₂	=	0	numero barre fila 2
ϕ_2	=	12	mm diametro barre fila 2
d ₂	=	105	mm dist. fila 2 dal lembo teso (inferiore)
A ₂	=	0	mm ² Area ferri fila 2
s ₂	=	0	mm interfero reale tra le barre fila 2
n ₃	=	0	numero barre fila 3
ϕ_3	=	12	mm diametro barre fila 3
d ₃	=	140	mm dist. fila 3 dal lembo teso (inferiore)
A ₃	=	0	mm ² Area ferri fila 3
s ₃	=	0	mm interfero reale tra le barre fila 3
A _s	=	452	mm ² area effettiva armatura tesa
c	=	50	mm dist. baricentro armature tese - lembo teso cls
d	=	150	mm altezza utile (dist. baricentro armature tese - lembo compresso)

n max	=	31
5 mm	<	ϕ < 26 mm
d min	=	38
s min	=	20 mm
n max	=	31
5 mm	<	ϕ < 26 mm
d min	=	82
s min	=	20 mm
n max	=	31
5 mm	<	ϕ < 26 mm
d min	=	137
s min	=	20 mm
A _s min	=	406 mm ²

Armatura compressa:

n' ₁	=	4	numero barre fila 1
ϕ' ₁	=	12	mm diametro barre fila 1
d' ₁	=	50	mm dist. fila 1 dal lembo compresso (superiore)
A' ₁	=	452	mm ² Area ferri fila 1
s' ₁	=	238	mm interfero reale tra le barre fila 1
n' ₂	=	0	numero barre fila 2
ϕ' ₂	=	12	mm diametro barre fila 2
d' ₂	=	90	mm dist. fila 2 dal lembo compresso (superiore)
A' ₂	=	0	mm ² Area ferri fila 2
s' ₂	=	0	mm interfero reale tra le barre fila 2
n' ₃	=	0	numero barre fila 3
ϕ' ₃	=	12	mm diametro barre fila 3
d' ₃	=	140	mm dist. fila 3 dal lembo compresso (superiore)
A' ₃	=	0	mm ² Area ferri fila 3
s' ₃	=	0	mm interfero reale tra le barre fila 3
A's	=	452	mm ² area eff. armatura compressa
d'	=	50	mm dist. baricentro armature compresse - lembo compresso cls

n max	=	31
5 mm	<	ϕ < 26 mm
d min	=	58
s min	=	20 mm
n max	=	31
5 mm	<	ϕ < 26 mm
d min	=	82
s min	=	20 mm
n max	=	31
5 mm	<	ϕ < 26 mm
d min	=	122
s min	=	20 mm

VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO**CALCOLO DELLO SFORZO NORMALE E DEL MASSIMO MOMENTO RESISTENTE**

N _{rd}	=	-2,05E+04	N
M _{rd}	=	3,25E+07	N*mm

La sezione è verificata

N _{rd}	>=	N _{sd}
M _{rd}	>=	M _{sd}

VERIFICHE IN ESERCIZIO

CALCOLO DIMENSIONI AREA EFFETTIVA

d_{eff}	=	125,0 mm	Altezza area effettiva
A_{eff}	=	125000 mm ²	Area effettiva
ρ_{eff}	=	0,36 %	Percentuale di armatura riferita alla parte tesa

CALCOLO CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SEZIONE INTERAMENTE REAGENTE

X_i	=	100 mm	Distanza baricentro - lembo compresso
J_i	=	6,98E+08 mm ⁴	Momento d'inerzia riferito al baricentro della sezione

CALCOLO DISTANZA MASSIMA TRA LE FESSURE

K_1	=	0,80	K_2	=	0,50
K_3	=	3,40	K_4	=	0,425
S_{rmax}	=	713,3 mm	Distanza massima tra le fessure		

COMBINAZIONE DI CARICO QUASI PERMANENTE

M_{es}	=	5,11E+06 N*mm	Momento di esercizio
N_{es}	=	-1,10E+04 N	Sforzo normale di esercizio (negativo in compressione)
M_{sr}	=	1,82E+07 N*mm	Momento di fessurazione

CALCOLO DI σ_c E DI σ_s

σ_c	=	1,92 N/mm ²	Tensione di compressione nel cls
σ_s	=	67,65 N/mm ²	Tensione di trazione massima nell'acciaio

$$\sigma_c \max = 11,21 \text{ N/mm}^2$$

CALCOLO DI ϵ_{sm} - ϵ_{cm}

β_1	=	1	β_2	=	0,5
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	=	0,0000	Deformazione media		

CALCOLO APERTURA DELLE FESSURE

w_k	=	0,00 mm	Apertura caratteristica delle fessure
-------------------------	---	----------------	---------------------------------------

$$w_k \max = 0,30 \text{ mm}$$

La sezione è verificata

COMBINAZIONE DI CARICO FREQUENTE

M_{es}	=	1,67E+07 N*mm	Momento di esercizio
N_{es}	=	-1,69E+04 N	Sforzo normale di esercizio (negativo in compressione)
M_{sr}	=	1,84E+07 N*mm	Momento di fessurazione

CALCOLO DI σ_c E DI σ_s

σ_c	=	6,37 N/mm ²	Tensione di compressione nel cls
σ_s	=	243,28 N/mm ²	Tensione di trazione massima nell'acciaio

CALCOLO DI ϵ_{sm} - ϵ_{cm}

β_1	=	1	β_2	=	0,5
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	=	0,0000	Deformazione media		

CALCOLO APERTURA DELLE FESSURE

w_k	=	0,00 mm	Apertura caratteristica delle fessure
-------------------------	---	----------------	---------------------------------------

$$w_k \max = 0,40 \text{ mm}$$

La sezione è verificata

COMBINAZIONE DI CARICO RARA

M_{es}	=	1,75E+07 N*mm	Momento di esercizio
N_{es}	=	-1,73E+04 N	Sforzo normale di esercizio (negativo in compressione)

CALCOLO DI σ_c E DI σ_s

σ_c	=	6,69 N/mm ²	Tensione di compressione nel cls
σ_s	=	255,35 N/mm ²	Tensione di trazione massima nell'acciaio

$$\sigma_c \max = 14,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s \max = 360,0 \text{ N/mm}^2$$

La sezione è verificata

PROGETTO E VERIFICA DELLE ARMATURE A TAGLIO

V_{Ed}	=	32165 N	Massima sollecitazione di taglio allo s.l.u.
----------	---	---------	--

VERIFICA DELL'ARMATURA LONGITUDINALE SENZA ARMATURE A TAGLIO

d	=	150 mm	Altezza utile per la verifica a taglio		
$CR_{d,c}$	=	0,12	k_1	=	0,15
ρ_l	=	0,0030	k	=	2,00
σ_{cp}	=	0,10 N/mm ²	Tensione di compressione media dovuta allo sforzo normale longitudinale		
$VR_{d,c \min}$	=	76408 N	Resistenza a taglio minima per la sezione sprovvista di armature a taglio		
$VR_{d,c}$	=	76408 N	Resistenza a taglio di progetto per la sezione sprovvista di armature a taglio		
V_{sdu}	<	$V_{rd,c}$			