

Committente:

FONDAZIONE CASSA DI RISPARMIO DI CARPI
Via Duomo , 1 – Carpi (MO)

Oggetto:

SOTTOPASSO TRAVERSA SAN GIORGIO

Ubicazione:

Carpi – via Traversa San Giorgio / via Bersana / via Bassa

Elaborato:

RELAZIONE di CALCOLO STRUTTURE

Il Tecnico:

DOTT. ING. PALTRINIERI GIAN BATTISTA

Rev.	Data	Descrizione modifica	Redatto

Progettazione:



STUDIO ASSOCIATO PALTRINIERI

di Paltrinieri Ing. Gian Battista, Paltrinieri Arch. Emilio e Miani Arch. Marta

41122 CARPI (MODENA) - VIA TREVISO E TRIESTE, 27 - TEL. 059/394111 - FAX 059/442102 - ENRGE, INGEGERI ASSOCIATI S.R.L. - P.IVA 02/02780081

Indice e riferimenti progettuali

Documenti di progetto di riferimento

Elaborati grafici di riferimento

- TAV. 1-2-3-4-5-6-7

Elaborati specialistici di riferimento

- dis. n. RC_GEO_ParcoSantaCroce_RID

Abbreviazioni e riferimenti progettuali

c.c.a.: conglomerato cementizio armato

NTC: Norme Tecniche per le Costruzioni 2018

Sommario

INDICE E RIFERIMENTI PROGETTUALI.....	2
1. RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	4
1.1 ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE..	4
1.1.1 DESCRIZIONE GENERALE DEL CONTESTO DI INQUADRAMENTO DELL'OPERA	4
1.1.2 DESCRIZIONE DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E MORFOLOGICHE	5
1.1.3 TIPOLOGIA DI INTERVENTO E DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA	6
1.1.4 CRITERI DI PROGETTAZIONE E DI MODELLAZIONE	9
SCHEMATIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOMETRIA E VINCOLI	9
1.1.5 PARAMETRI E DETERMINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	11
1.1.6 NORMATIVA TECNICA E RIFERIMENTI TECNICI.....	14
1.1.7 ANALISI DEI CARICHI.....	15
1.1.7.1 PESO PROPRIO STRUTTURE (CONDIZIONE 1 S)	15
1.1.7.2 PESO PROPRIO SOLAIO (CONDIZIONE 2 S)	16
1.1.7.3 CARICHI PERMANENTI (3S)	17
1.1.7.4 CARICHI TRAFFICO (4S).....	19
1.1.7.5 SPINTA IDROSTATICA ESTERNA (CONDIZIONE 5S)	22
1.1.7.6 SPINTE STATICHE DEL TERRENO (CONDIZIONE 6S)	24
1.1.7.7 SISMA - SPINTA DINAMICA TERRENO (CONDIZIONE 7S).....	28
1.1.8 RELAZIONE SUI MATERIALI - DESCRIZIONE DEI MATERIALI E DEI PRODOTTI PER USO STRUTTURALE)	33
1.1.9 METODO DI VERIFICA E COMBINAZIONE DELLE AZIONI	38
1.1.10 DESCRIZIONE DELLE CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI STATICHE	40
1.1.11 RAPPRESENTAZIONE DEI RISULTATI PIÙ SIGNIFICATIVI.....	43
2. VERIFICHE	49
2.1 ELEMENTI SHELL SLU.....	49
2.1.1 VERIFICHE PRESSOFLESSIONE C.A SLU	49
SEZIONE A - A.....	56
Verifica Shell di resistenza “~PressoFless.CA SLU”	56
SEZIONE C - C	56
Verifica Shell di resistenza “~PressoFless.CA SLU”	56
2.1.2 PRESSIONI SUL TERRENO.....	58
2.1.3 VERIFICHE TAGLIO FUORI PIANO	60
2.1.4 LIMITAZIONE COMPRESSIONE MASSIMA	75
2.2 VERIFICHE SLE	76
2.2.1 LIMITAZIONE TENSIONI IN ESERCIZIO	76
2.2.2 FESSURAZIONE	80
2.2.3 VERIFICA SLO (RIG)	82
2.3 VERIFICA SOLAIO IN LASTRE PREDALLES.....	83
2.4 CARATTERISTICHE E AFFIDABILITÀ DEL CODICE DI CALCOLO	94
3. ANALISI GEOTECNICA DEL TERRENO.....	95
3.1 CARATTERIZZAZIONE DEL TERRENO	96
3.2 MASSIME PRESSIONI IN FONDAZIONE E VERIFICHE GEOTECNICHE	97
3.3 VERIFICHE STATI LIMITE ULTIMI IDRAULICI.....	101
3.4 VERIFICA CEDIMENTI SLE	104

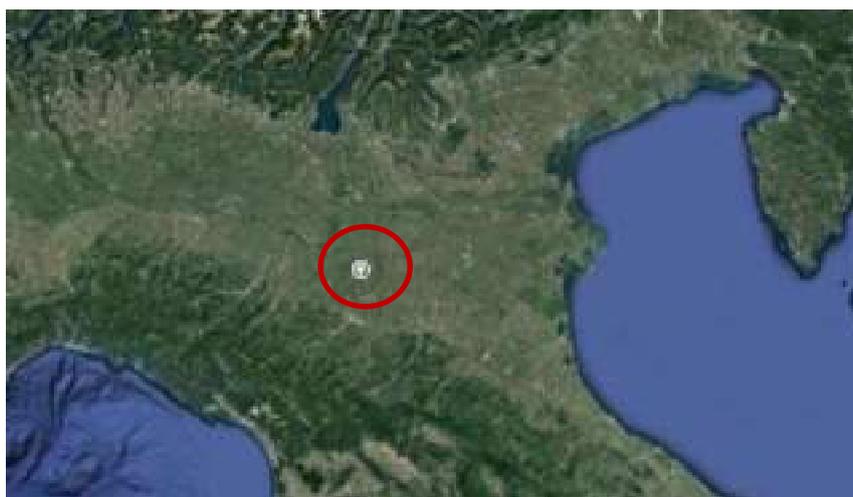
1. RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

1.1 Illustrazione sintetica degli elementi essenziali del progetto strutturale

1.1.1 DESCRIZIONE GENERALE DEL CONTESTO DI INQUADRAMENTO DELL'OPERA

Oggetto della presente relazione sono le analisi e verifiche delle strutture in c.c.a. riguardanti la realizzazione di un sottopasso ciclo-pedonale da eseguirsi nel comune di Carpi (MO).

L'unità strutturale in oggetto si inquadra in un contesto periferico-rurale, posizionandosi nell'immediata periferia di Carpi a circa 15 km da Modena, distando 110 km circa dalla costa adriatica e 115 km circa da quella ligure.



Inquadramento geografico generale

1.1.2 DESCRIZIONE DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E MORFOLOGICHE

Le informazioni sono desunte dalla relazione geologica e tecnica dallo studio geologico ambientale del Dottor Geologo Pier Luigi Dallari di febbraio 2022 per il quale si classifica il terreno di fondazione del lotto, come appartenente alla **categoria C**.

Si riporta di seguito estratto di interesse della relazione geologica:

Modello geotecnico medio										
	Profondità	Deposito	$\gamma_{sat} / \gamma_{sat}$	c'	C_u	D_r	ϕ'	E_s	M	D_w
A	0.0 – 6.8	Argilla limosa a media scarsa consistenza	18.0/21.0	5.0	50.0	/	22	7000	4000	-1.1
B	6.8 – 11.74	Argilla limosa a media consistenza	18.0/21.0	6.0	60.0	/	23	8400	5000	
C	11.74 – 20.00	Argilla limosa a elevata consistenza	18.5/21.5	8.0	80.0	/	25	11200	6000	
		Descrizione litologica	Peso di volume naturale e saturo	Coesione efficace	Coesione non drenata	Densità relativa	Angolo d'attrito efficace di picco	Modulo di Young	Modulo edometrico	Soggiacenza
	M da p.c.		(kl/m^3)	(kl/m^2)	(kl/m^2)	(%)	($^\circ$)	(kl/m^2)	(kl/m^2)	(m da p.c.)

Estratto stratigrafia relazione geologica

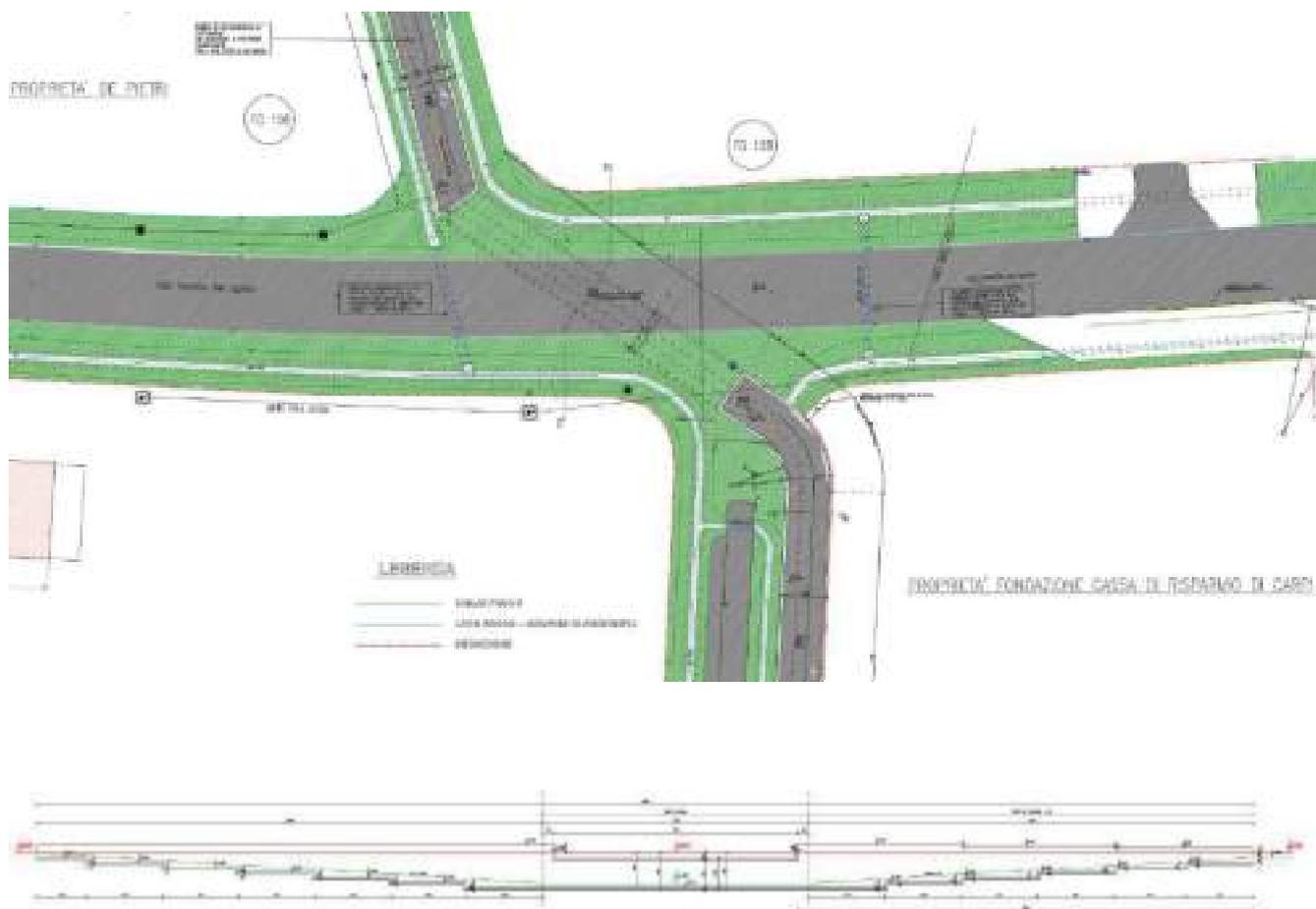
Prova	Misura falda (m da p.c.)	Data
CPT1	-1.50 m da p.c.	11/12/2020
CPT2	-1.50 m da p.c.	11/12/2020
CPT3	-1.10 m da p.c.	01/02/2022
CPT4	-1.10 m da p.c.	01/02/2022
CPTU1	-1.50 m da p.c.	11/12/2020
CPTU2	-0.80 m da p.c.	01/02/2022
CPTU3	-1.10 m da p.c.	01/02/2022

Estratto valori soggiacenza falda relazione geologica

1.1.3 TIPOLOGIA DI INTERVENTO E DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA

Ai sensi del DM 17/01/2018 la struttura si configura come “Nuova costruzione”.

In particolare l’oggetto del lavoro è un sottopasso ciclo pedonale che congiunga le aree a nord (Via Bassa) e a sud (via Bersana) con attraversamento della Strada Provinciale 13ter.



Pianta e sezione generale intervento

La struttura in c.c.a. del sottopasso è costituita da una porzione scatolare centrale che si estende per circa 32 m, in corrispondenza dell’incrocio con la Strada provinciale, e, nelle porzioni a nord e a sud, da sezioni aperte, di altezza decrescente a fino a raggiungere la quota delle strade secondarie che il sottopasso collega.

La struttura ha un’estensione complessiva di circa 160 m.

Le opere di fondazione sono costituite da calcestruzzo di classe C32/40 e acciaio di tipo B450 C.

Vengono di seguito illustrati i lay-out della fondazione e il modello di calcolo adottato.

Poiché la struttura si sviluppa longitudinalmente in porzioni di sezioni trasversali differenti, si realizzano diversi modelli di calcolo rappresentativi delle singole sezioni principali.

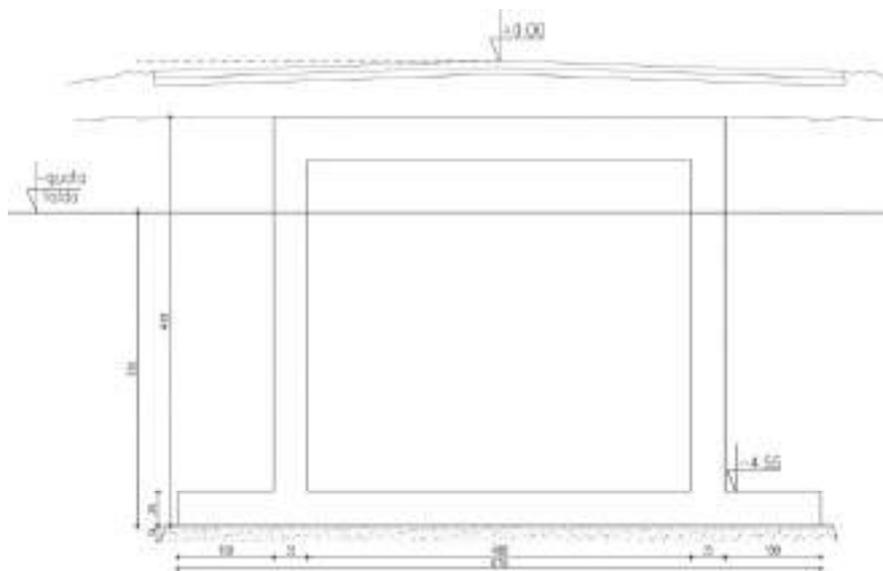
In particolare si riportano nel calcolo le verifiche relative alle sezioni maggiormente significative:



SEZIONE A-A

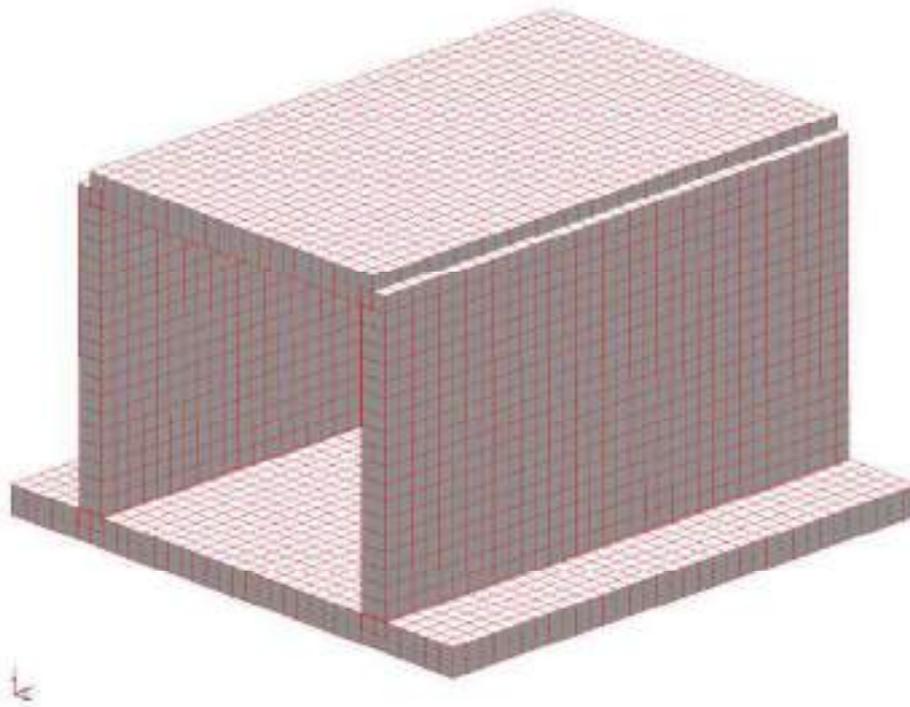
La sezione è realizzata in corrispondenza dell'intersezione tra il sottopasso e la strada provinciale che scorre superiormente ad esso.

La sezione in esame risulta essere chiusa, con soletta piana inferiore e pareti in c.c.a. di 35 cm di spessore e solaio di chiusura superiore.



Schema Sezione A

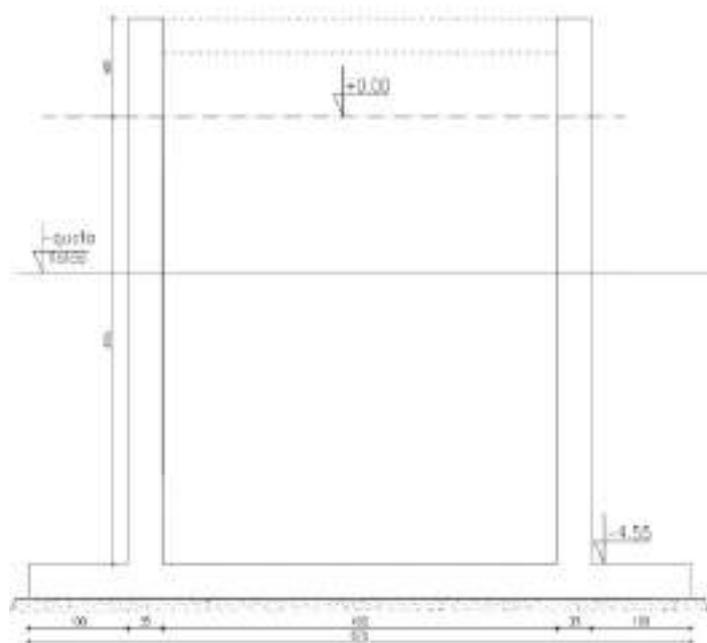
La sezione è concepita per supportare i carichi di progetto previsti dalle Norme Tecniche sulle Costruzioni (NTC), i pesi strutturali, i pesi permanenti portati (strato di usura, massiccata, ecc), oltre che i carichi derivanti dalle spinte del terreno statica e dinamica, spinta idrostatica e carichi mobili agenti superiormente al solaio. Si rimanda al par. 1.1.7 di analisi dei carichi per specifiche in merito.



Modello di calcolo Sezione A

SEZIONE C-C

La sezione è realizzata nella porzione più alta di sottopasso aperto, maggiormente gravosa.

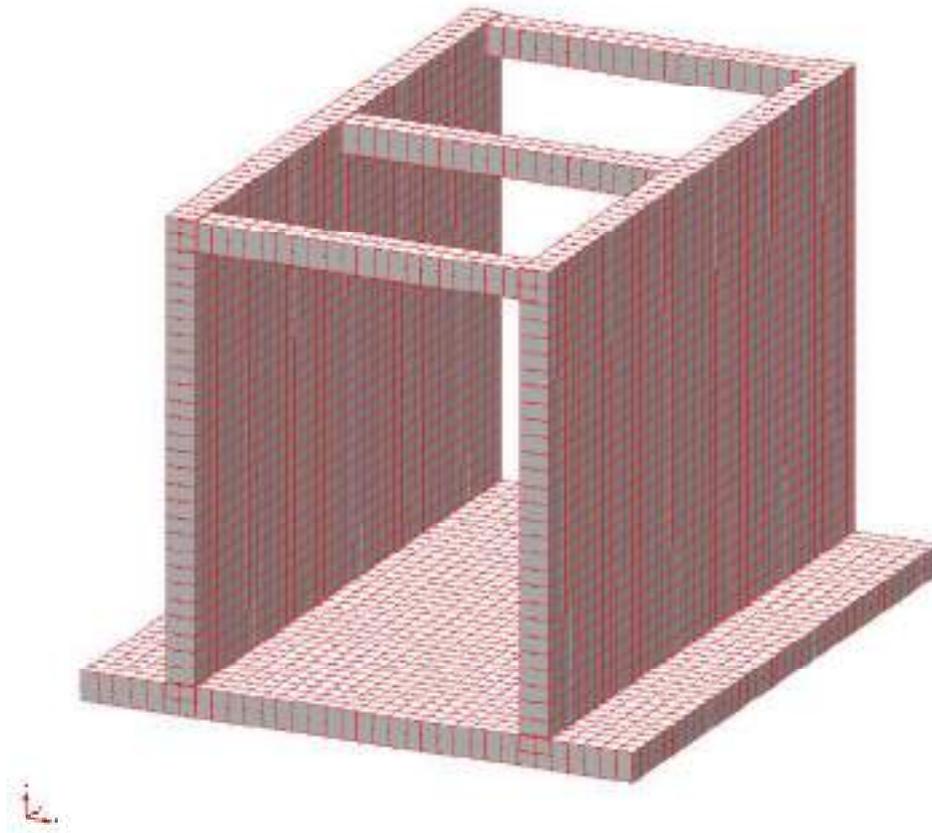


Schema Sezione C

La sezione in esame risulta essere aperta, con soletta piana inferiore e pareti in c.c.a. di 35 cm di spessore e travi di chiusura superiori 35x40 cm poste ad interasse di circa 400 cm.

La sezione è concepita per supportare i carichi di progetto previsti dalle Norme Tecniche sulle Costruzioni (NTC), i pesi strutturali, i pesi permanenti portati (strato di usura, riempimento, ecc), oltre ai carichi derivanti dalle spinte del terreno statica e dinamica, spinta idrostatica.

Si rimanda al par. 1.1.7 di analisi dei carichi per specifiche in merito.



Modello di calcolo Sezione C

1.1.4 CRITERI DI PROGETTAZIONE E DI MODELLAZIONE

Il calcolo delle strutture è stato eseguito utilizzando il programma CMP ver.33 realizzato da Namirial S.p.A - Senigallia (AN). Il solutore ad elementi finiti utilizzato è XFINEST della Ce.A.S. di Milano.

SCHEMATIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOMETRIA E VINCOLI

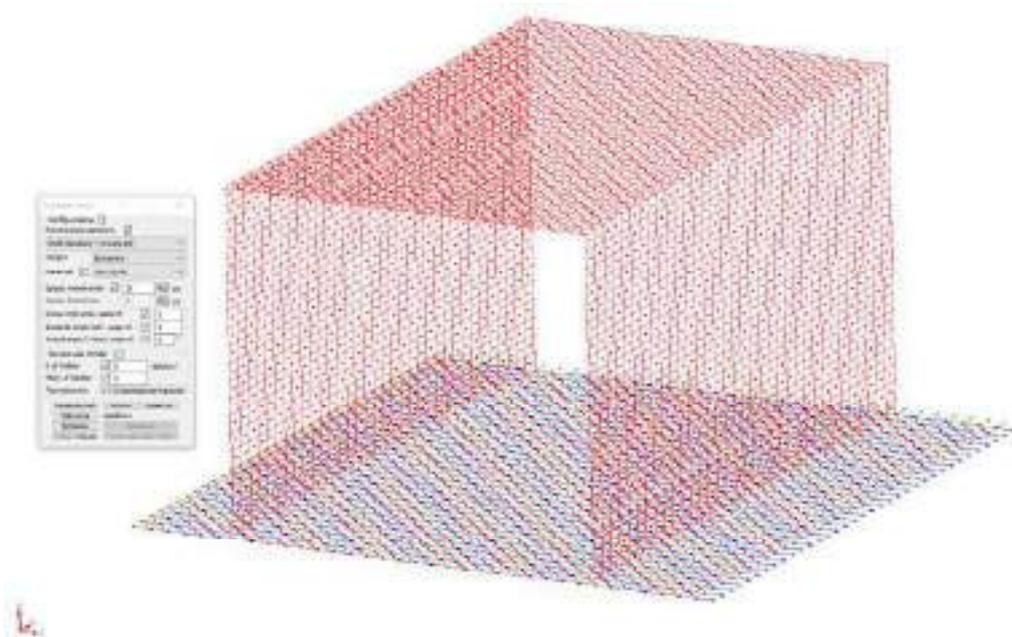
Lo schema unifilare dei modelli di calcolo rappresenta, conservandone le corrette incidenze e orientamenti nello spazio, tutte le membrature significative sotto il profilo strutturale.

I modelli di calcolo sono stati realizzati secondo le seguenti ipotesi di schematizzazione:

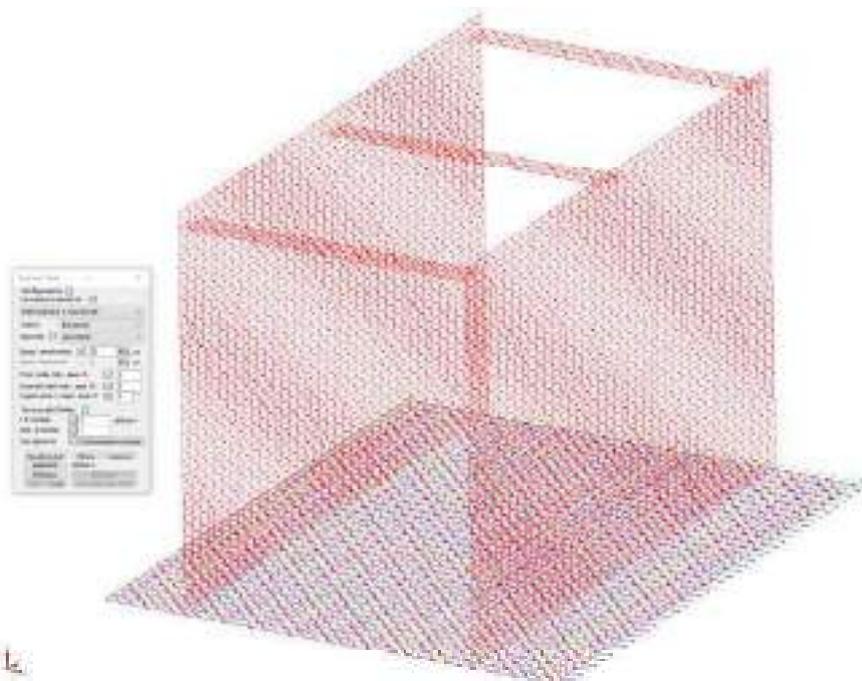
- Tutte le strutture del sottopasso, basamento, pareti, travi, vengono realizzate con elementi shell di spessore 35 cm con discretizzazione di elementi il più possibile regolare, indicativamente di

dimensioni di circa 20 x 20 cm, in cui l'interazione terreno-basamento è rappresentata da suolo elastico alla Winkler (costante di sottofondo pari a $K=2 \text{ daN/cm}^3$ da formulazioni note in base al terreno in esame)

- I nodi di base sono considerati cedevoli elasticamente riguardo la traslazione lungo z e vincolati rigidamente per le componenti di spostamento in direzione x e y; le rotazioni sono invece considerate libere (U_x fisso, U_y fisso, U_z vincolo elastico, R_x libero, R_y libero, R_z libero).



Vincoli fissi e configurazione adottati – A



Vincoli fissi e configurazione adottati - C

Si specifica che nel modello di calcolo corrispondente alla sezione A viene modellato il solaio di chiusura superiore tramite elementi shell di spessore equivalente alla rigidità del solaio reale, e su esso vengono applicati i carichi di pressione equivalenti alle azioni agenti, al fine di analizzare correttamente la sottostruttura.

Successivamente verrà riportata un'analisi specifica del solaio in esame.

Classe di duttilità

Struttura NON dissipativa

Fattore di struttura q

q=1 (comportamento non dissipativo della struttura)

Nel caso in esame si analizza una struttura di fondazione non dissipativa, con comportamento elastico o sostanzialmente elastico, per cui, in linea con quanto indicato al par. 7.4.1 delle NTC sono stati modificati i legami costitutivi di cls e acciaio ai fini di ottenere il comportamento resistente allo SLV richiesto dalla norma, impostando un legame costitutivo elastico lineare.

Le azioni sulla struttura sono applicate come pressioni agenti sugli elementi shell.

Criteri per la valutazione degli elementi non strutturali e degli impianti

L'intervento in esame non comprende elementi non strutturali a corredo o impianti di sorta che possano interagire con l'azione sismica.

Requisiti delle fondazioni e collegamenti tra fondazioni

L'intervento stesso è una fondazione costituita da un basamento in c.c.a. di sp. 35 cm, con pareti verticali contro terra di altezza variabile fino ad un massimo di 5.55 m e sp. 35cm.

La sezione trasversale del sottopasso rimane costante in larghezza da nord ovest a sud est, e varia in altezza fino a raggiungere la quota delle strade secondarie che collega.

Criteri per la valutazione degli elementi non strutturali e degli impianti

L'intervento in esame non prevede impianti a corredo.

1.1.5 PARAMETRI E DETERMINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'unità strutturale è progettata assumendo una Vita Nominale di anni 50 (rif. NTC Tab 2.4.I)

Vita nominale

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Classe d'uso

La struttura si progetta in classe d'uso III (rif NTC par. 2.4.2)

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

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

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

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

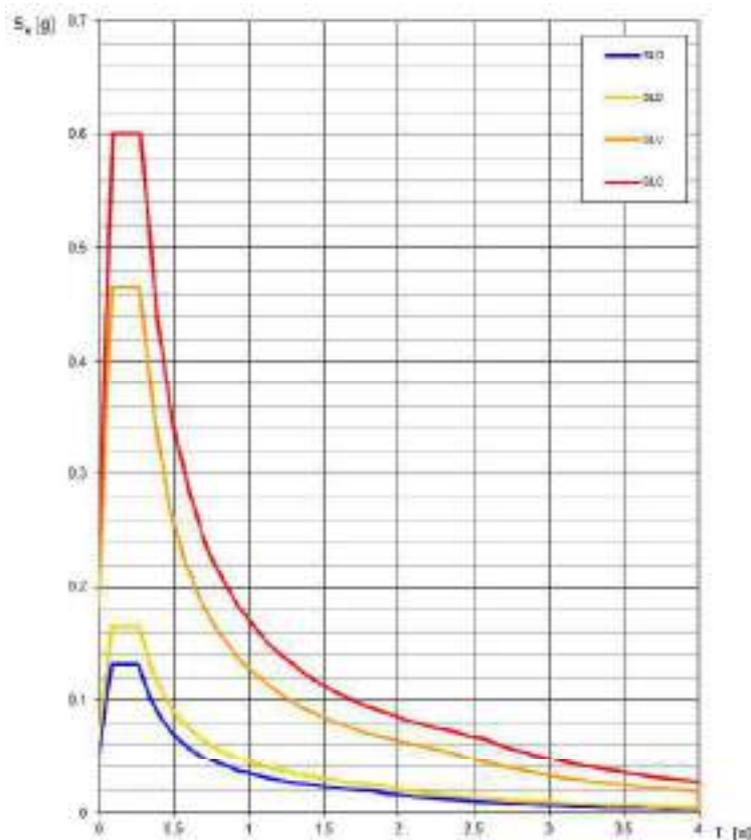
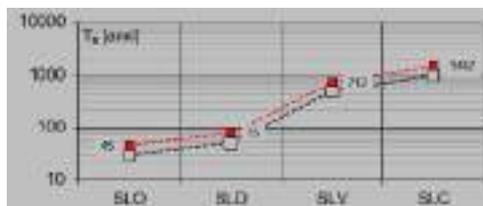
CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_D	0,7	1,0	1,5	2,0

Periodo di riferimento

$T_{R,SLO} = 45$ anni

$T_{R,SLD} = 75$ anni

$T_{R,SLV} = 712$ anni



Il periodo di riferimento per la costruzione VR è quindi 75 anni.

Categoria del sottosuolo

Per la progettazione si è fatto riferimento alle risultanti derivanti dalle prove geofisiche eseguite sul sito di costruzione atte ad indagare i parametri di risposta sismica locale. In particolare si è eseguita un'indagine sismica di tipo MASW e HVSr per la misura della velocità delle onde di taglio, classificando mediante approccio semplificato in accordo alle NTC una categoria di **terreno tipo C**. Si rimanda alla relazione geologica per specifiche in merito.

Categoria topografica

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ < i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Amplificazione topografica

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Zona sismica del sito

Zona 3

Coordinate geografiche del sito

LATITUDINE → 44.76061 LONGITUDINE → 10.86501

1.1.6 **NORMATIVA TECNICA E RIFERIMENTI TECNICI**

- **Legge 5 novembre 1971 n. 1086**
Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.

- **Legge 2 febbraio 1974 n. 64**
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

- **D.M. 17 gennaio 2018**
Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni” (qui indicate con NTC).

- **Circolare 21 gennaio 2019 n°7/2019 (G.U. n. 5 del 11 febbraio 2019)**
Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

- **Eurocodice 2**
“Progettazione delle strutture di calcestruzzo”, UNI EN 1992 (Ed.2005).

- **Eurocodice 7**
“Progettazione geotecnica”, UNI EN 1997 (Ed.2005).

- **DGR 1373/2011 regione Emilia Romagna**
“Atto di indirizzo recante l'individuazione della documentazione attinente alla riduzione del rischio sismico necessaria per il rilascio del permesso di costruire e per gli altri titoli edilizi, alla individuazione degli elaborati costitutivi e dei contenuti del progetto esecutivo riguardante le strutture e alla definizione delle modalita' di controllo degli stessi, ai sensi dell'art. 12, comma 1, e dell'art. 4, comma 1, della l.r. n. 19 del 2008.).

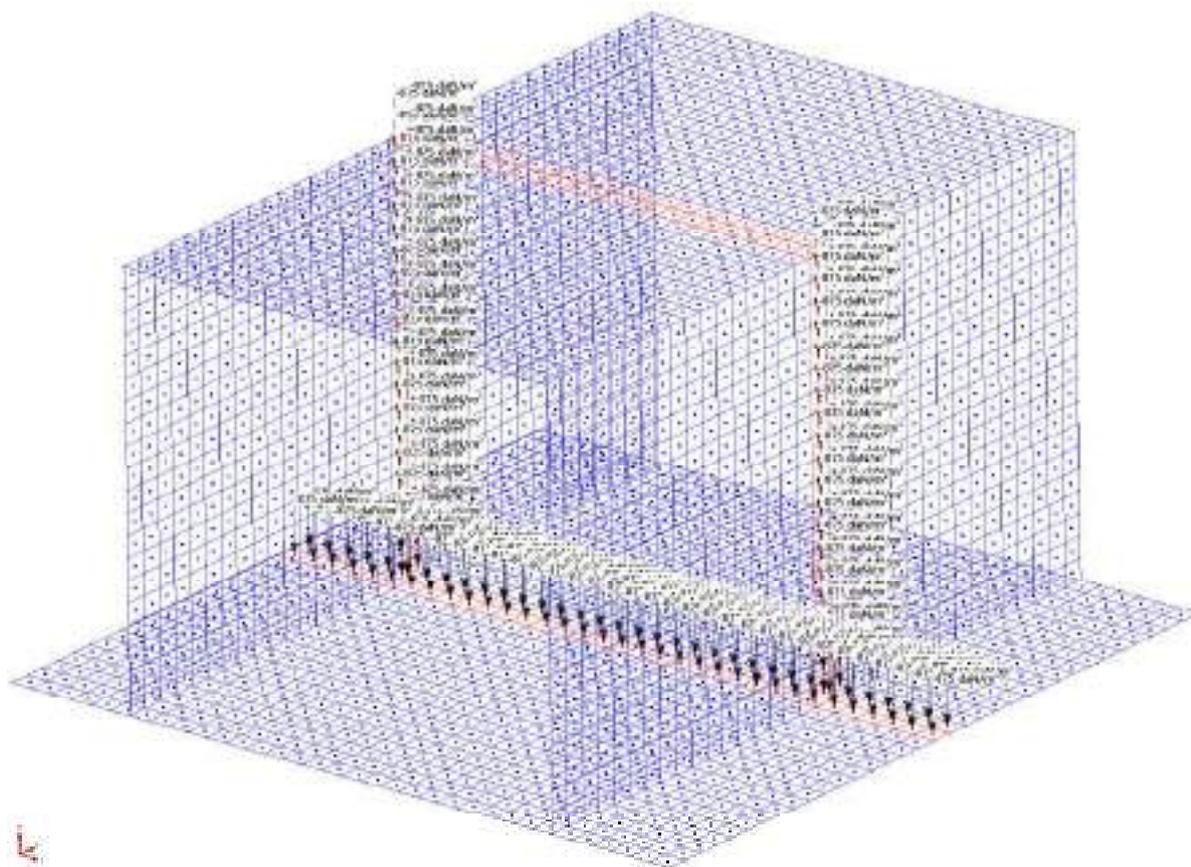
1.1.7 ANALISI DEI CARICHI

Le principali azioni agenti sulla struttura saranno i carichi statici e dinamici derivanti da:

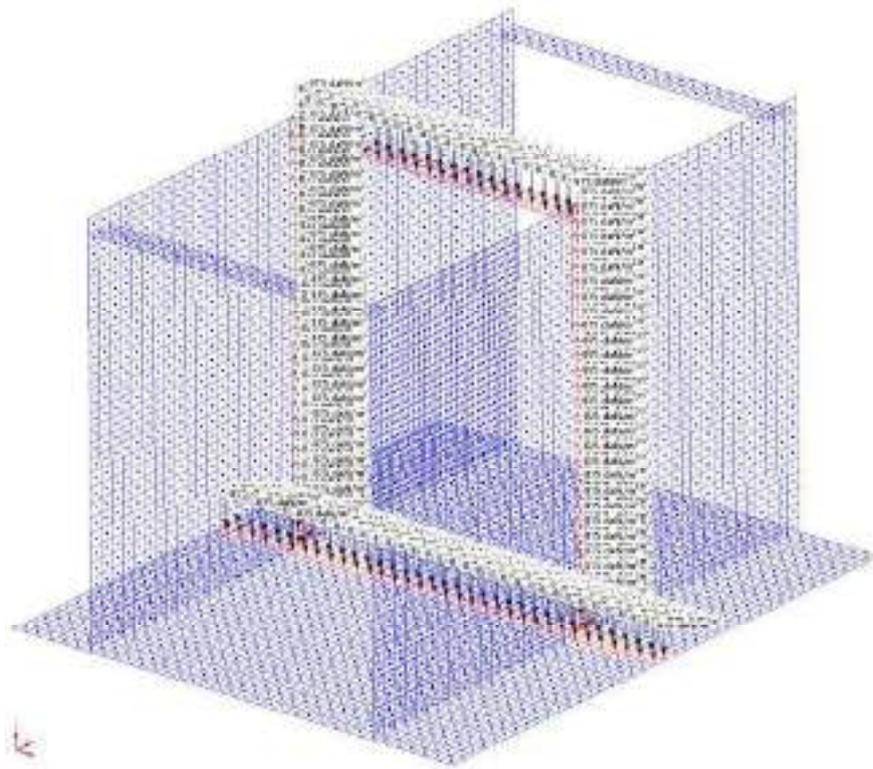
- Pesi propri calcolati automaticamente dal programma di calcolo **2500 daN/m³**;
- **spinte del terreno** lungo le pareti e **sovraspinta sismica**.
- **spinta idraulica esterna**: a seguito delle indagini geologiche si è verificato che la falda è posizionata a circa 0.8-1 m dal livello attuale di piano campagna (a quota -0.7 m dallo 0.00 di progetto), per cui nel calcolo si considerano anche i contributi della sottospinta idraulica, considerata a favore di sicurezza a -1.60 m dallo 0.00 di progetto.
- **Carichi mobili**: si rimanda al paragrafo dedicato.

1.1.7.1 PESO PROPRIO STRUTTURE (CONDIZIONE 1 S)

Il peso proprio della fondazione, calcolato automaticamente dal programma:



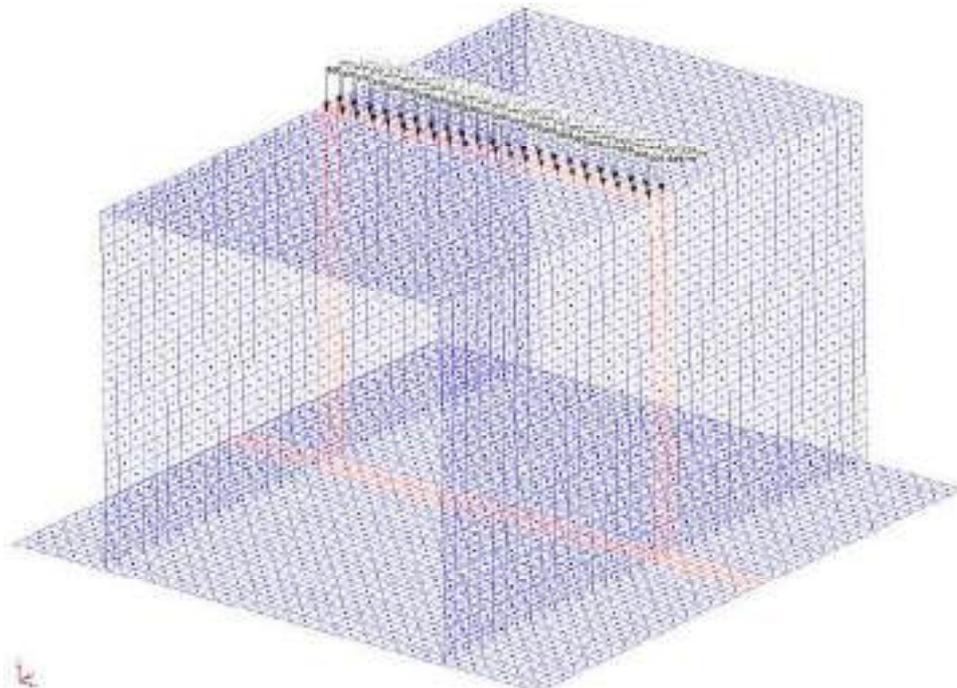
SEZIONE A



SEZIONE C

1.1.7.2 PESO PROPRIO SOLAIO (CONDIZIONE 2 S)

Il solaio della sezione A viene modellato con una sezione di rigidezza equivalente a quella del solaio in progetto di peso nullo, e si applica il peso complessivo del solaio stesso manualmente.



SEZIONE A

1.1.7.3 CARICHI PERMANENTI (3S)

I carichi permanenti applicati sono:

CARICHI SOLAIO CARRABILE (G2) SOLAIO SEZIONE A

Tappeto usura + pavimentazione bituminosa Binder Sp. 9+ 4 cm

Misto stabilizzato

Massicciata Sp. 35-45 cm

TOTALE : 1200 daN/mq

CARICHI CICLABILE (G2)

Pavimentazione bituminosa Binder Sp. 8 cm

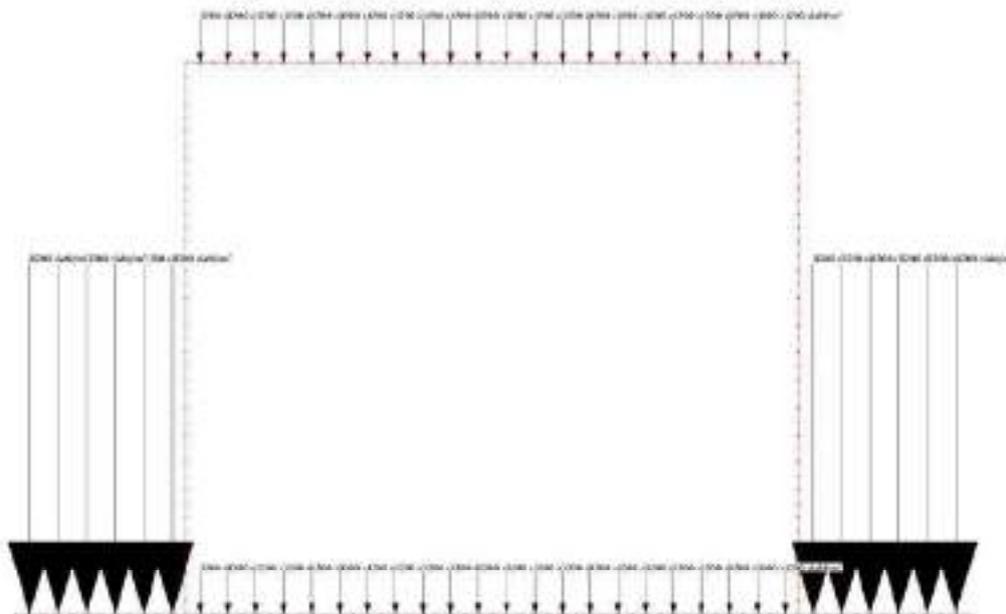
Misto stabilizzato

Riempimento Sp. 35-45 cm

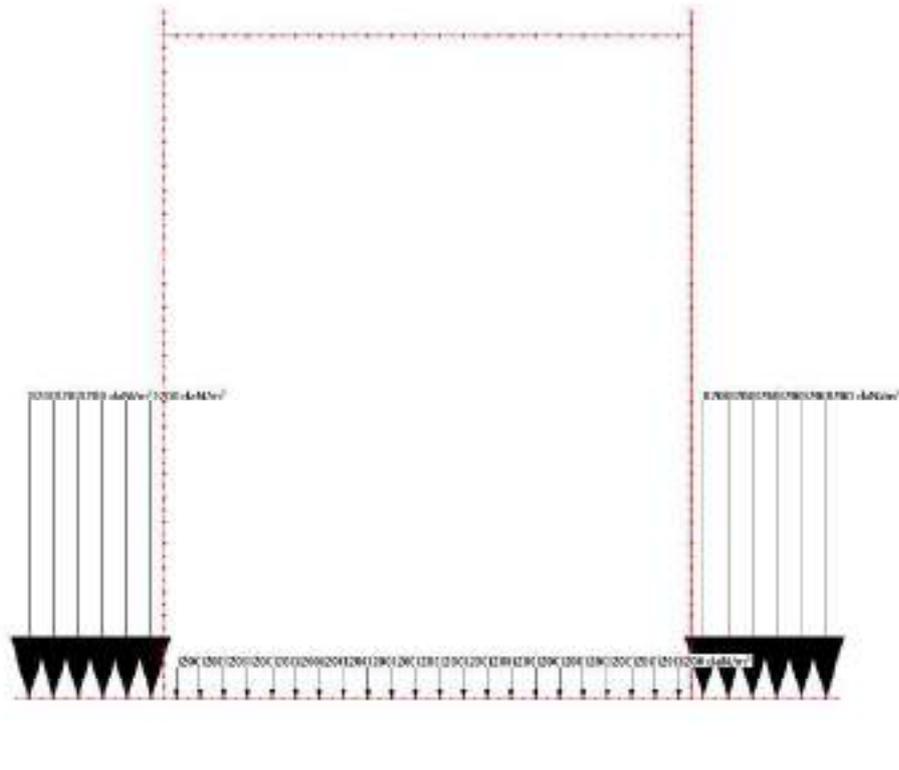
TOTALE : 1200 daN/mq

Si considera a favore di sicurezza anche il peso del terreno e dei carichi permanenti presenti al di sopra della porzione esterna della struttura:

$$\sigma_A = \gamma * H + carichi permanenti = 8200 daN/m^2$$



SEZIONE A



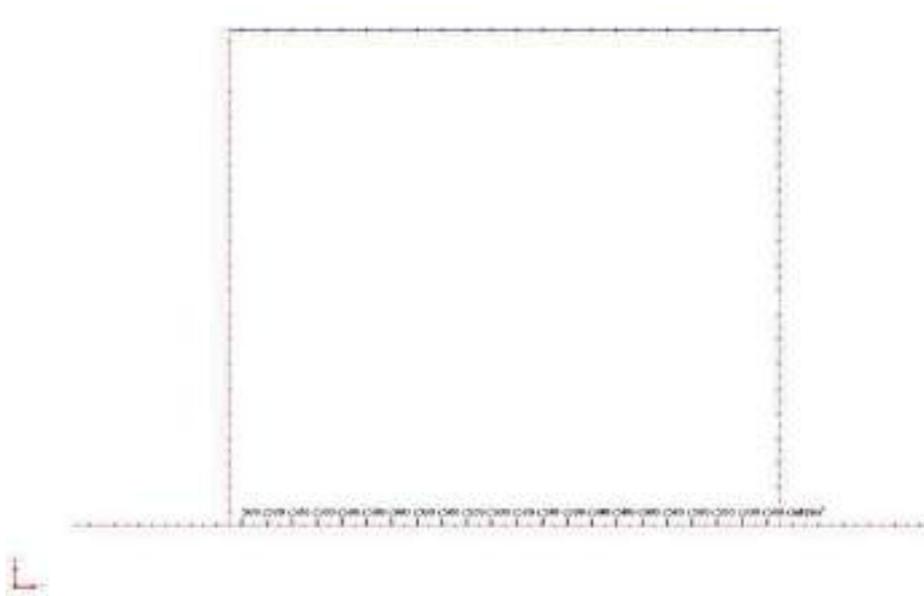
SEZIONE C

1.1.7.4 CARICHI TRAFFICO (4S)

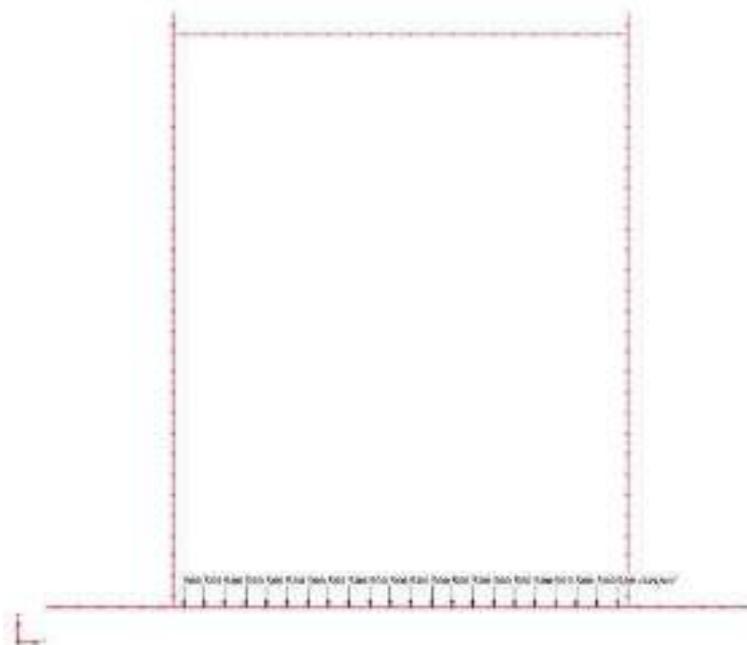
Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite da differenti schemi di carico in linea con quanto prescritto dalle NTC al par. 5.1.3.3.

- Sulla soletta inferiore della struttura in esame si considerano agenti i carichi relativi allo Schema di carico 5, in quanto strada ciclo-pedonale:

$$q_{fk} = 500 \text{ daN/m}^2$$



Schema di carico 5 – SEZIONE A



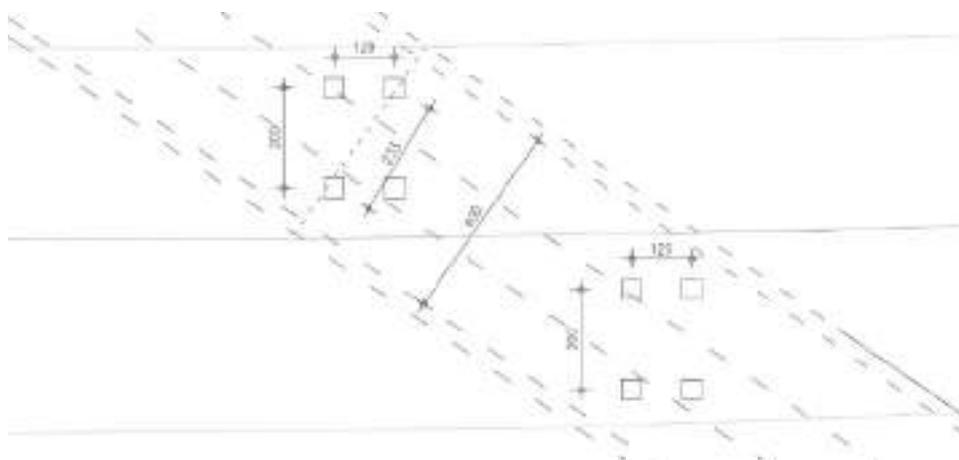
Schema di carico 5 – SEZIONE C

- Per quanto riguarda il **solaio** presente sulla sezione A, come prescritto dalle NTC al par. 5.1.3.3.5 si considerano i carichi del numero massimo di colonne compatibili con la larghezza della superficie carrabile.

Le verifiche locali verranno riportate successivamente, mentre nel modello globale della Sezione A si applicano agli shell rappresentativi del solaio in esame i carichi di pressione equivalenti alle azioni massime agenti, al fine di analizzare correttamente la sottostruttura.



Da considerazioni geometriche sulla struttura in esame si evince che è possibile considerare due corsie di carico agenti contemporaneamente sulla superficie carrabile:



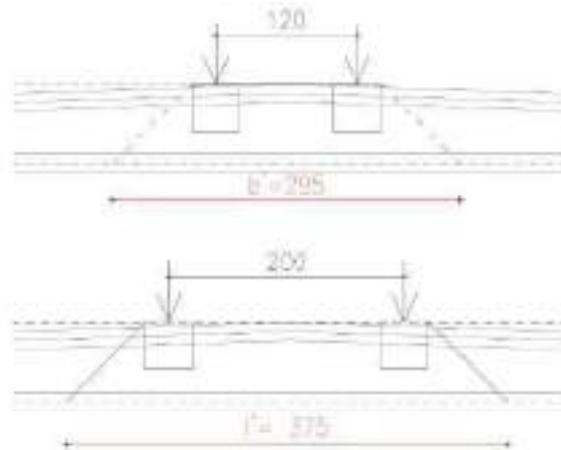
CORSIA 1

$Q_{1k} = 30000 \text{ daN}$ su due assi in tandem
 $q_{1k} = 900 \text{ daN/m}^2$ distribuiti sulla corsia

CORSIA 2

$Q_{2k} = 20000 \text{ daN}$ su due assi in tandem
 $q_{2k} = 250 \text{ daN/m}^2$ distribuiti sulla corsia

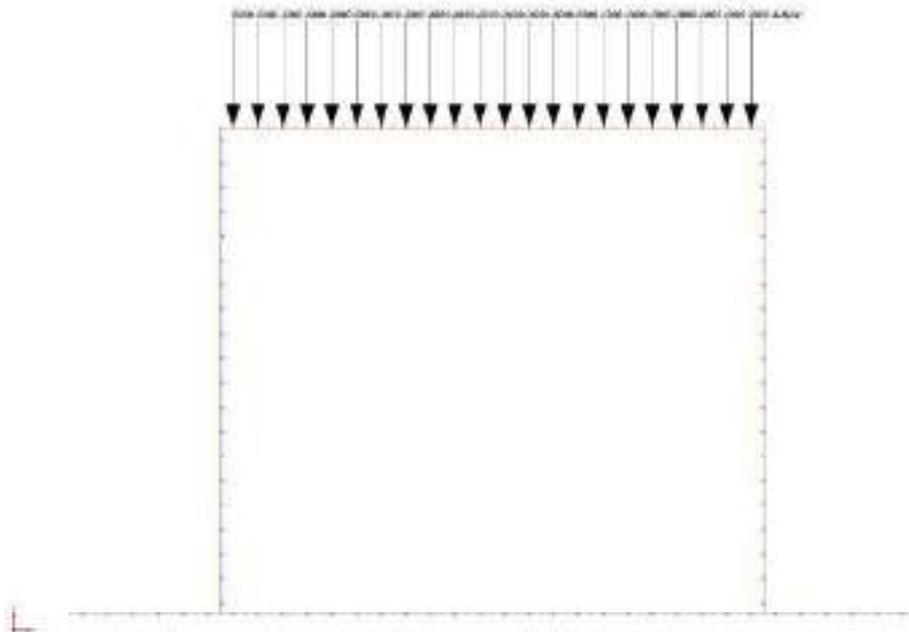
I carichi Q_{1k} e Q_{2k} sono applicati su impronte di pneumatico 40 x 40 cm e tale carico si considera ripartito a 45° sulla struttura su un'area di lati l' e b' di seguito determinati, seguendo le formulazioni riportate al par. 5.1.3.3.6 delle NTC.



Si calcola quindi il carico distribuito equivalente da applicare al modello, considerando la somma dei carichi concentrati ripartiti su un'area di $2.95 \times 3.75 \times 2 = 22.125 \text{ mq}$, a cui si aggiungono i carichi distribuiti di corsia 1 e 2:

$$\frac{30000 * 2 + 20000 * 2 \text{ [daN]}}{22,125 \text{ [mq]}} = 4250 \frac{\text{daN}}{\text{mq}} + 250 \frac{\text{daN}}{\text{mq}} + 900 \frac{\text{daN}}{\text{mq}} = 5670 \text{ daN/mq}$$

A favore di sicurezza si considera un carico di 6000 daN/mq agente sulla totalità del solaio.



Carichi traffico - A

Come suddetto si riporteranno successivamente le verifiche locali del solaio in progetto.

1.1.7.5 SPINTA IDROSTATICA ESTERNA (CONDIZIONE 5S)

Si considera il carico dato dalla spinta idrostatica esercitata dalla presenza della falda che varia linearmente con l'altezza

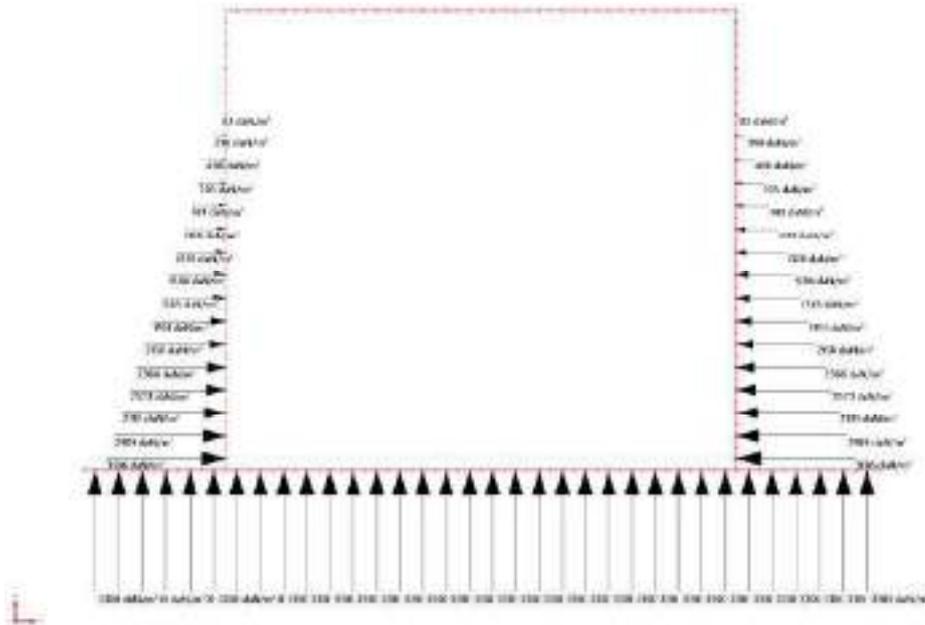
$$\sigma_H = \gamma \times h$$

A seguito delle indagini geologiche si è verificato che la falda è posizionata a circa 0.8-1 m dal livello attuale di piano campagna (a quota -0.7 m dallo 0.00 di progetto), per cui nel calcolo si considerano anche i contributi della sottospinta idraulica, considerata a favore di sicurezza a -1.60 m dallo 0.00 di progetto.

SEZIONE A-A

La spinta massima sotto alla base della struttura si considera a favore di sicurezza pari a:

$$\sigma_{Hinf} = \gamma * h = 3300 \text{ daN/m}^2$$



Spinta idrostatica esterna - A

Nome funzione: SPINTA IDROSTATICA

Funzione descritta per punti

Valore restituito dalla funzione $f(z)$: Pressione (N/mm²)

Variabile indipendente: z (mm) coordinata assoluta

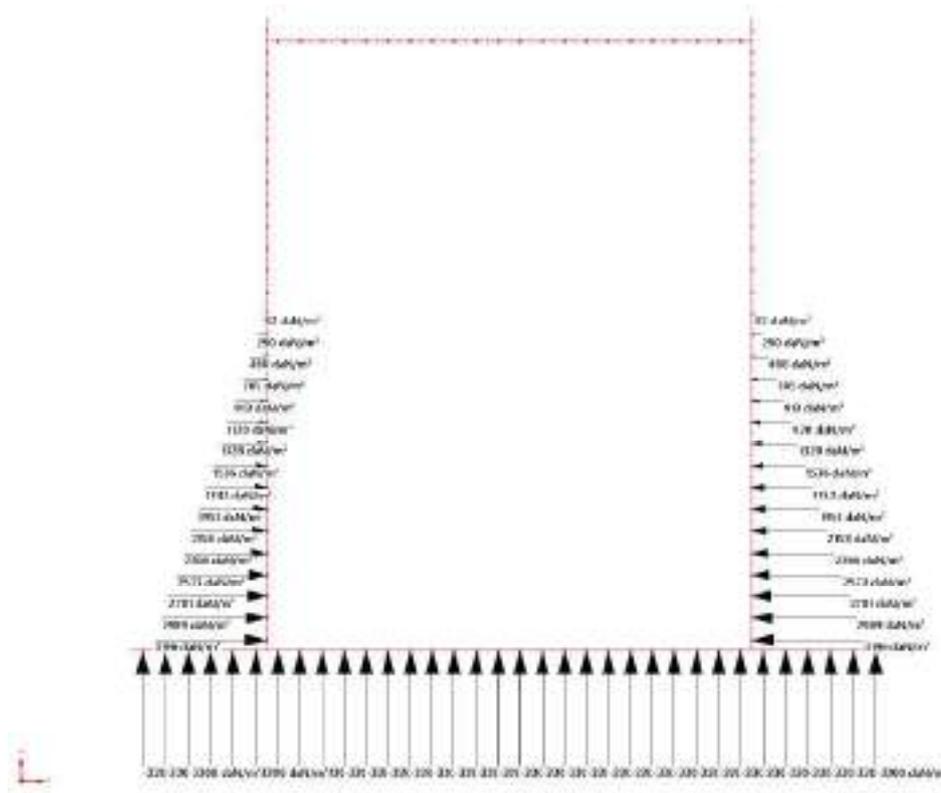
Tabella valori funzione:

z (mm)	$f(z)$ (N/mm ²)
0	0.033
3100	0

SEZIONE C-C

La spinta massima sotto alla base della struttura si considera a favore di sicurezza pari a:

$$\sigma_{Hinf} = \gamma * h = 3300 \text{ daN/m}^2$$



Spinta idrostatica esterna - A

Nome funzione: SPINTA IDROSTATICA

Funzione descritta per punti

Valore restituito dalla funzione f(z): Pressione (N/mm²)

Variabile indipendente: z (mm) coordinata assoluta

Tabella valori funzione:

z (mm)	f(z) (N/mm ²)
0	0.033
3100	0

L'analisi della sottospinta idraulica sarà oggetto di specifiche verifiche successive.

1.1.7.6 SPINTE STATICHE DEL TERRENO (CONDIZIONE 6S)

I setti di contenimento sono sottoposti alle spinte del terreno, sia in condizioni statiche che dal punto di vista di sovrappressioni sismiche secondo la teoria di Mononobe-Okabe, successivamente riportata.

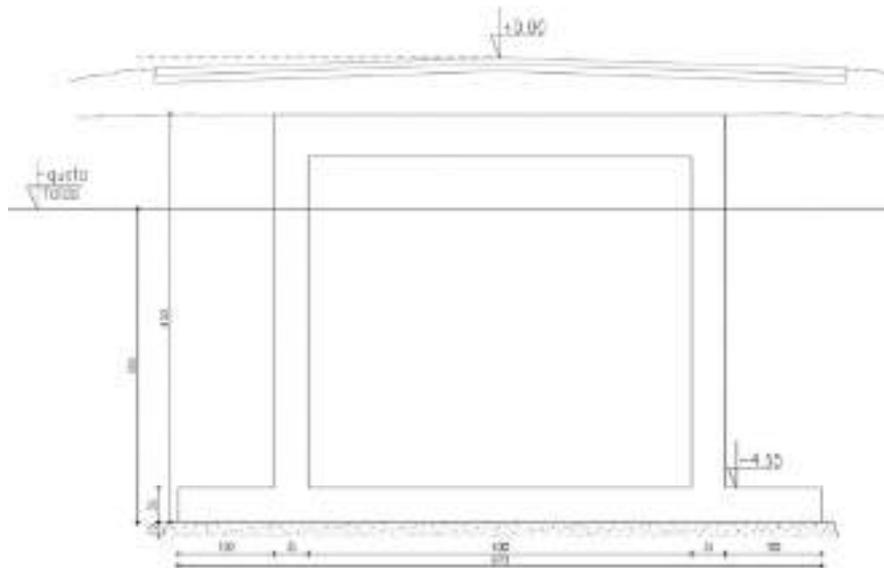
Si impone quindi una spinta del terreno agente lungo le pareti perimetrali contro terra, calcolate in regime di spinta attiva, trascurando il contributo di coesione dato dal terreno.

Utilizzando i dati forniti dalla relazione geologica preposta si calcola la massima spinta del terreno considerando:

- ipotesi di terreno omogeneo con peso specifico = 18 kN/m³
- angolo di attrito = 22°.

La presenza di falda, come sopra riportato, sarà oggetto di analisi successiva specifica.

SEZIONE A-A



La spinta totale del terreno si calcola come:

$$S_A = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * K_A$$

Considerando

- a favore di sicurezza $H_1 = 4.3 \text{ m}$
- $K_A = 0.455$ coeff. di spinta attiva con $\phi = 22^\circ$

$$S_A = 7571 \text{ daN/m}$$

Si considera inoltre il contributo del sovraccarico q presente nelle porzioni laterali della struttura che agisce costante su tutta l'altezza dei setti di riempimento:

$$q = 1080 \text{ daN/m}^2$$

$$\sigma_q = q * K_A = 491 \text{ daN/m}^2$$

La pressione massima alla base della struttura risulta essere:

$$\sigma_{A1} = \gamma * H_1 * K_A + q * K_A = 4013 \text{ daN/m}^2$$

Si mostra di seguito il diagramma delle tensioni.



Spinte statiche terreno – SEZIONE A

Nome funzione: SPINTA TERRENO

Funzione descritta per punti

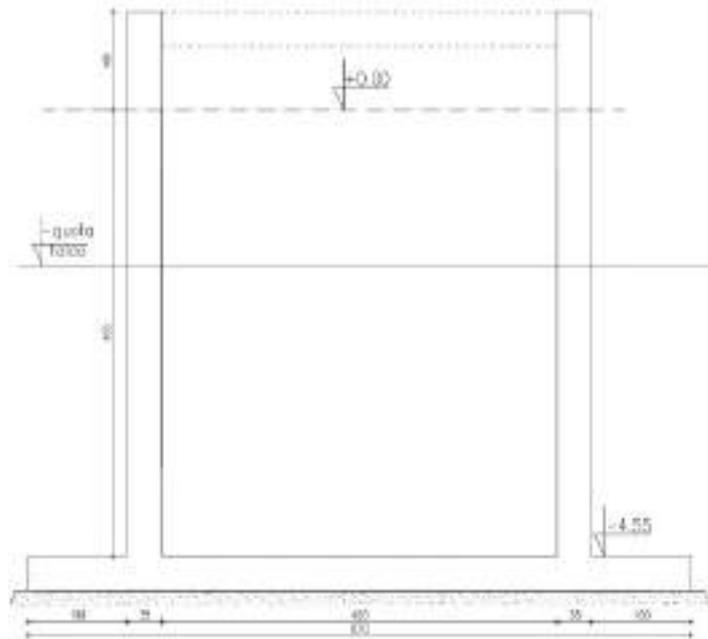
Valore restituito dalla funzione $f(z)$: Pressione (N/mm²)

Variabile indipendente: z (mm) coordinata assoluta

Tabella valori funzione:

z (mm)	$f(z)$ (N/mm ²)
0	0.041
3900	0.00491

SEZIONE C-C



La spinta totale del terreno si calcola come:

$$S_A = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * K_A$$

Considerando

- a favore di sicurezza $H_2 = 4.5 \text{ m}$
- $K_A = 0.455$ coeff. di spinta attiva con $\phi = 22^\circ$

$$S_A = 8292 \text{ daN/m}$$

In questo caso si trascura l'eventuale contributo del sovraccarico q presente nelle porzioni laterali della struttura in quanto non presente.

La pressione massima alla base della struttura risulta essere:

$$\sigma_{A1} = \gamma * H_2 * K_A = 3685 \text{ daN/m}^2$$

1.1.7.7 SISMA - SPINTA DINAMICA TERRENO (CONDIZIONE 7S)

L'azione sismica agente sulla struttura è applicata ai modelli come sovrappressione sismica agente in direzione +X e -X in contemporanea a favore di sicurezza.

Per la determinazione dei parametri da utilizzare nell'analisi sismica sono state eseguite le seguenti considerazioni:

- l'edificio è stato assunto in classe d'uso: III;
- la Vita Nominale dell'opera è stata considerata: 50 anni;
- $V_R: V_{N \times C_u} = 50 \times 1.5 = 75$
- Categoria di suolo: C
- Categoria Topografica: T1
- $S_T: 1.0$
- $S_S: 1.42$
- Zona sismica: II
- Coefficiente smorzamento equivalente: 5
- Percentuale eccentricità accidentale centro di massa: 0.05
- Collocazione del sito: Longitudine = 10.86501° E, Latitudine = 44.76061° N
- $ag[g] = 0.183$
- $F_0 = 2.54$
- $T_c^* = 0.2756s$

Retcolo
 Isole
 Interpolaz. con media punti, (DM '08)
 Interpolaz. con superf. rigata

Lon (°) 10.86501 Lat (°) 44.76061

SLE

SLD

Auto PVR = 83 % TR = 45 anni
 Auto ag/g = 0.0526 Fo = 2.9014 Tc* = 0.265 s

SLD

Auto PVR = 63 % TR = 75 anni
 Auto ag/g = 0.0662 Fo = 2.4676 Tc* = 0.2704 s

SLU

SLV

Auto PVR = 10 % TR = 712 anni
 Auto ag/g = 0.1827 Fo = 2.5457 Tc* = 0.2756 s

SLC

Auto PVR = 5 % TR = 1462 anni
 Auto ag/g = 0.2413 Fo = 2.487 Tc* = 0.2043 s

Si ricava quindi la spinta del terreno in zona sismica, secondo quanto prevede il dm 17 gennaio 2018 al § 3.2.3 e al § 7.11.6.2.1, è stata eseguita utilizzando metodi pseudo-statici. Essi consentono di ricondurre l'azione sismica, che è un'azione dinamica variabile nel tempo e nello spazio, ad un insieme di forze statiche equivalenti, orizzontali e verticali, mediante l'utilizzo di coefficienti sismici, che dipendono dalla zona sismica, dalle condizioni locali e dall'entità degli spostamenti ammessi per l'opera considerata.

Tali coefficienti vengono utilizzati, oltre che per valutare le forze di inerzia sull'opera, anche per determinare la spinta retrostante il muro, mediante l'utilizzo della teoria di Mononobe-Okabe.

Come specificato al § 7.11.6.2.1, in assenza di studi specifici, i coefficienti sismici orizzontale e verticale, devono essere calcolati come:

$$K_h = \beta_m * a_{max}/g \quad \text{coefficiente sismico orizzontale}$$

$$K_v = \pm 0.5 K_h \quad \text{coefficiente sismico verticale}$$

dove:

- a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito. = $S * a_g = (S_S * S_T) * a_g$
- g = accelerazione di gravità 9.81 m/s^2
- β_m assume i seguenti valori:
 - 0,38 nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)
 - 0,47 nelle verifiche allo stato limite di servizio (SLD)

Per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno il coefficiente β_m assume valore unitario.

Si considera sempre il terreno in regime di spinta attiva.

Si ha quindi nel caso in esame:

- $a_{max} = 0.183 * 1.42 = 0.260 \text{ g}$
- $\beta_m = 1$
- $K_h = \beta_m * a_{max}/g = 0.260$ coefficiente sismico orizzontale
- $K_v = \pm 0.5 K_h = 0.130$ coefficiente sismico verticale

Il coefficiente di spinta sismica secondo la teoria di Mononobe-Okabe è pari a:

$$K_{a,E} = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\sin(\alpha - \delta - \theta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]}$$

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta alla presenza di acqua in condizioni sismiche, il metodo di Mononobe-Okabe consente di effettuare una correzione nell'ambito delle relative equazioni, con un aumento del valore di θ , che si differenzia per i terreni ad alta o bassa permeabilità.

Nel caso in esame, a seguito delle considerazioni effettuate in sede di analisi geologica, si considera il terreno a bassa permeabilità, in cui l'acqua non è libera di muoversi rispetto allo scheletro solido ma si muove con esso.

Di conseguenza non si considererà la spinta idrodinamica a monte ma si aumenta il valore di θ :

$$\theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

L'incremento di spinta è dato non solo dalla pressione idrostatica infatti, presente in condizioni sia statiche sia sismiche e che cresce in modo lineare con la profondità, ma anche dalla pressione idrodinamica, che dipende dalla risposta dinamica del corpo idrico.

Nel caso in esame, considerando il coefficiente maggiore risultante dai calcoli:

$$K_{A,E} = 0.846$$

SEZIONE A-A

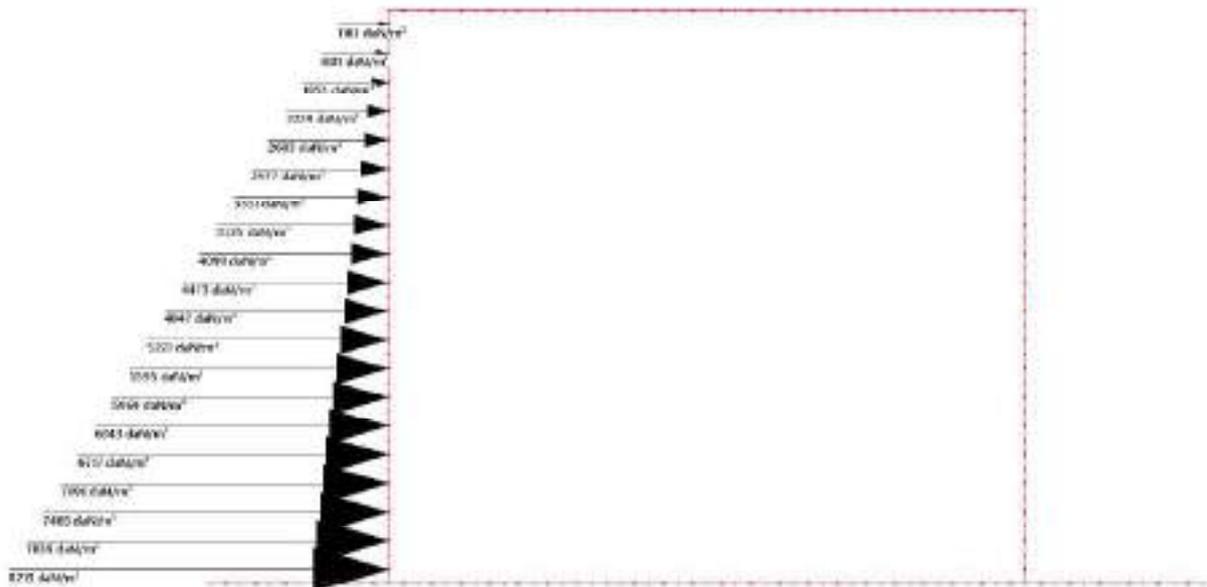
La spinta attiva totale statica + dinamica in condizioni sismiche è pari a:

$$S_{A,E} = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times (1 \pm k_v) \times K_{A,E}$$

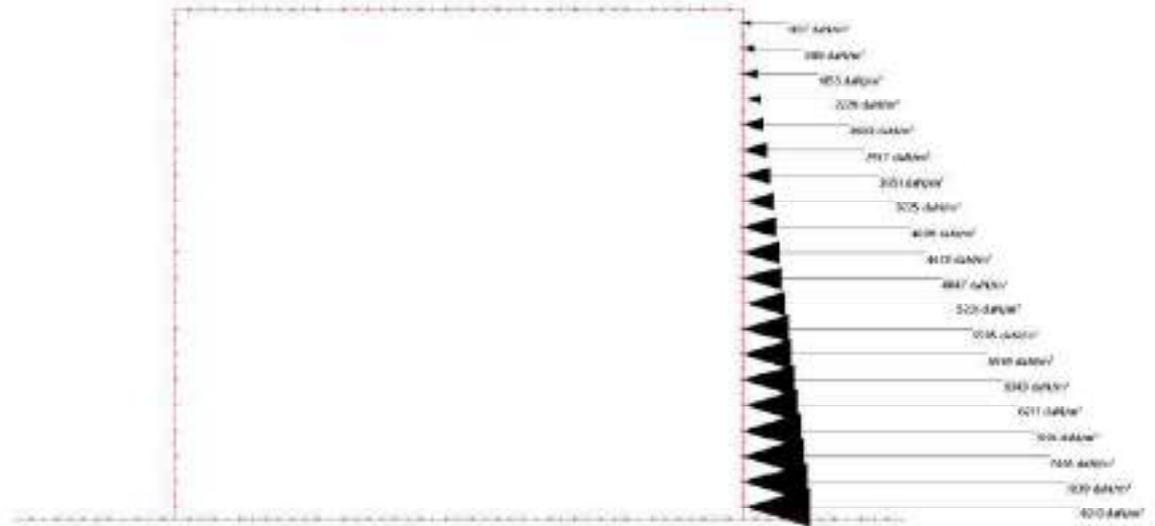
La spinta massima sotto alla base della struttura si considera a favore di sicurezza pari a:

$$\sigma_{s1} = \gamma \times H_1 \times (1 \pm k_v) \times K_{A,E} + q \times K_{A,E} = 8312 \text{ daN/m}^2$$

Si mostrano di seguito i diagrammi della spinta complessiva sismica (direzione sisma $\pm X$).



Spinte terreno dinamiche direzione + X –SEZIONE A



Spinte terreno dinamiche direzione $\pm X - A$

Nome funzione: SPINTA SISMICA

Funzione descritta per punti

Valore restituito dalla funzione $f(z)$: Pressione (N/mm²)

Variabile indipendente: z (mm) coordinata assoluta

Tabella valori funzione:

z (mm)	$f(z)$ (N/mm ²)
0	0.084
3900	0.0092

SEZIONE C-C

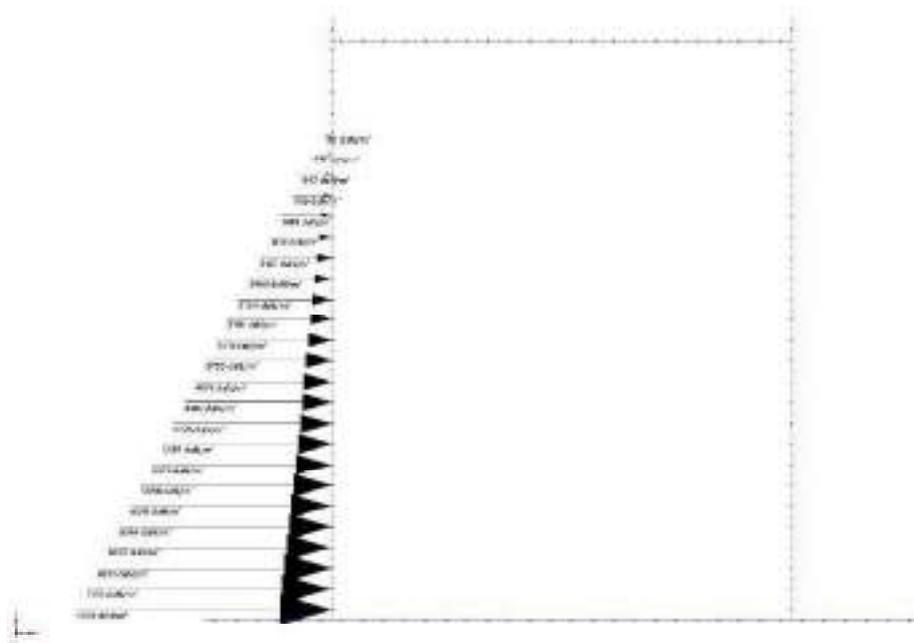
La spinta attiva totale statica + dinamica in condizioni sismiche è pari a:

$$S_{A,E} = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times (1 \pm k_V) \times K_{A,E}$$

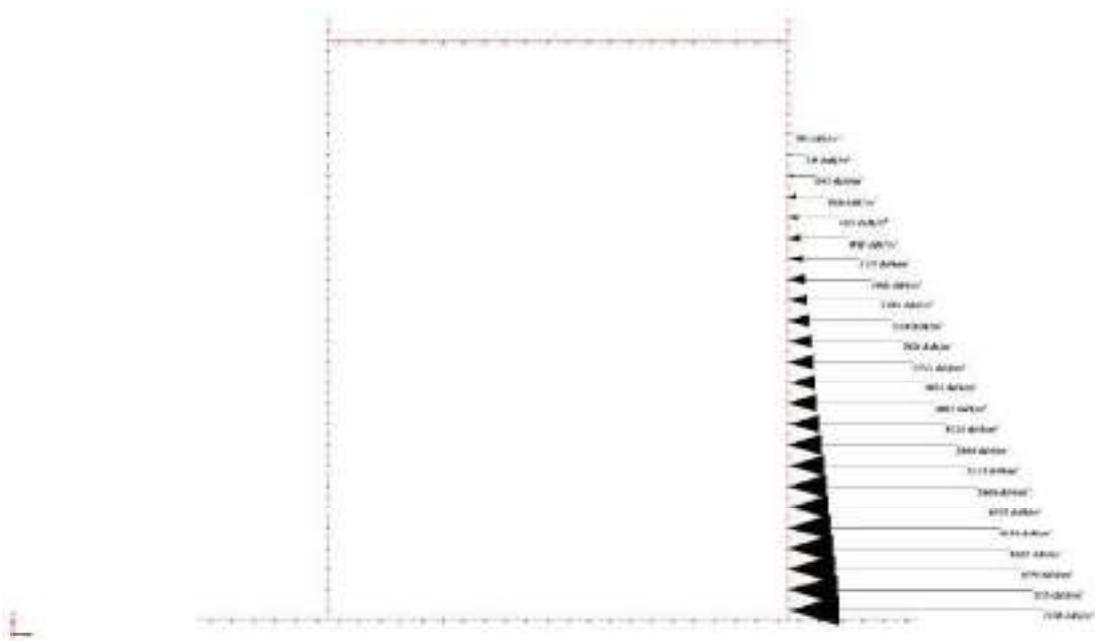
La spinta massima sotto alla base della struttura si considera a favore di sicurezza pari a:

$$\sigma_{s2} = \gamma \times H_2 \times (1 \pm k_V) \times K_{A,E} = 7743 \text{ daN/m}^2$$

Si mostrano di seguito i diagrammi della spinta complessiva sismica (direzione sisma $\pm X$).



Spinte terreno dinamiche direzione + X - SEZIONE C



Spinte terreno dinamiche direzione - X - SEZIONE C

Nome funzione: SPINTA SISMICA

Funzione descritta per punti

Valore restituito dalla funzione $f(z)$: Pressione (N/mm²)

Variabile indipendente: z (mm) coordinata assoluta

Tabella valori funzione:

z (mm)	$f(z)$ (N/mm ²)
0	0.078
4700	0

1.1.8 RELAZIONE SUI MATERIALI - DESCRIZIONE DEI MATERIALI E DEI PRODOTTI PER USO STRUTTURALE)

Di seguito vengono elencati i materiali usati nel modello:

Dati generali

ID	= numero identificativo del materiale
E	= modulo di Elasticità
ν	= coefficiente di Poisson
G	= modulo di Elasticità Tangenziale
Ps	= peso specifico
α	= coefficiente di Dilatazione Termica
f_{yk}	= tensione caratteristica di snervamento
f_u	= resistenza ultima a trazione
ϵ_{id}	= deformazione ultima
$\gamma_{M,c}$	= coeff. parziale materiale per resistenza a SLU per compressione
$\gamma_{M,t}$	= coeff. parziale materiale per resistenza a SLU per trazione
γ_M	= coeff. parziale materiale per resistenza a SLU
$\gamma_{M,ecc}$	= coeff. parziale materiale per resistenza a SLU per situazioni eccezionali

Dati specifici per calcestruzzo

R_{ck}	= resistenza caratteristica cubica di compressione del calcestruzzo
f_{ck}	= resistenza caratteristica cilindrica di compressione del calcestruzzo
f_{ctk}	= resistenza caratteristica di trazione del calcestruzzo
f_{ctm}	= resistenza media di trazione del calcestruzzo
$f_{tc,eff}$	= resistenza media di trazione efficace del calcestruzzo al momento in cui si suppone l'insorgere delle prime fessure
γ_c	= coeff. parziale materiale per resistenza a SLU per compressione del calcestruzzo
α_{cc}	= coefficiente riduttivo per le resistenze a compressione di lunga durata
α_{ct}	= coefficiente riduttivo per le resistenze a trazione di lunga durata
GrpEsig	= gruppo di esigenza (livello di aggressività dell'ambiente) per le verifiche SLE; par.4.3.1.6 del DM 9/1/1996 (a = condizioni ambiente poco aggressivo, b = moderatamente aggressivo, c = molto aggressivo) oppure § 5.1.2.2.6.5 del DM 2005 o § 4.1.2.2.4.3 DM 2008 o § 4.1.2.2.4.2 DM 2018 (a = condizioni ambientali ordinarie, b = aggressive, c = molto aggressive). Per l'Eurocodice corrisponde alla classe di esposizione, prospetto 7.1N EN 1992-1-1:2005 (a = X0, XC1, b = XC2, XC3, XC4, c = XD1, XD2, XS1, XS2, XS3)

OPERE DI FONDAZIONE IN CEMENTO ARMATO

Verranno utilizzati materiali che garantiranno la durabilità delle strutture.

Nella realizzazione delle fondazioni si prevede l'utilizzo di cemento non strutturale di sottofondazione di classe C12/15 e di cemento strutturale C32/40 armato, essi garantiranno la rispondenza alle resistenze minime indicate nella UNI EN-206-1 e UNI 11104.

L'acciaio per cemento armato sarà B450C.

Tali materiali sono stati scelti a compromesso tra le esigenze estetiche, di resistenza e di durabilità.

Si definiscono quindi di seguito le caratteristiche elastiche e di resistenza dei materiali utilizzati nel progetto.

Calcestruzzo per opere di fondazione:

Nome Materiale: Cls C32/40

Proprietà reologiche:

$$E = 3.3346e+05 \text{ daN/cm}^2$$

$$\nu = 0.200$$

$$G = 1.3894e+05 \text{ daN/cm}^2$$

$$\rho_s = 0.0025 \text{ daN/cm}^3$$

$$\alpha = 1e-05 \text{ 1/}^\circ\text{C}$$

Parametri di verifica:

Tipologia del Materiale: Calcestruzzo

$$\gamma_{M,c} = 1.5$$

$$\gamma_{M,t} = 1.5$$

$$\gamma_{M,ecc} = 1$$

$$R_{ck} = 400 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{ck} = 320 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{ctk} = 21.167 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{ctm} = 30.238 \text{ daN/cm}^2$$

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

$$\alpha_{ct} = 1$$

$$\text{GrpEsig} = a$$

Valori di progetto

$$f_{cd} = 181.33 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{ctd} = 14.111 \text{ daN/cm}^2$$

La struttura in esame si identifica in classe di esposizione XC4 (Ciclicamente asciutto e bagnato), in quanto le superfici del sottopasso sono soggette ad alternanza di asciutto e umido: pertanto si adottano i copriferro minimi da UNI 11104.

Si riportano estratti della norma UNI 11104 per classificazione e caratteristiche del calcestruzzo da utilizzare:

Denominazione della Classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
1 Assenza di rischi di corrosione o attacco		
X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni scelte dove c'è gelo e disgelo, o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura e inserti metallici in ambiente molto asciutto.	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato/asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico.
2 Corrosione indotta da carbonatazione		
Nota - Le condizioni di umidità e rifriscione a queste presenti nel capofila o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in tutti i casi si può considerare che tra i casi più sfavorevoli e quelli maggiormente onerosi. In questi casi la classificazione dell'ambiente esposto può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il sottopasso e il suo ambiente.		
XC1	Asciutto o periodicamente bagnato	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immerse in acqua.
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso periodicamente immerso in acqua o terreno non aggressivo.
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne risalate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta.
XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanza di asciutto ed umido. Calcestruzzo a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non compresa nella classe XC2.
3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare		
XD1	Umidità moderata	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e azzardi esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri.
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua anche industriale contenente cloruri (alcantari).
XD3	Ciclicamente asciutto e bagnato	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali di trattamento soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi continui agenti disgelanti. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, navicellazioni e parcheggi per auto.

Denominazione della Classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare		
XS1	Esposto alla circolazione marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulla costa o in prossimità.
XS2	Permanentemente sommerso	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immerse in acqua.
XS3	Zona esposta agli spruzzi oppure alla marea.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla folla e alle marea soggette agli spruzzi ed ondate del mare.
5 Attacco di cicli gelo/ingelo con o senza disgelanti *)		
XF1	Moderata saturazione d'acqua in assenza di agente disgelante	Superfici verticali di sottopasso con balconi e colonne esposte alla pioggia ed al gelo. Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo o alla pioggia o all'acqua.
XF2	Moderata saturazione d'acqua in presenza di agente disgelante	Elementi come parti di ponti che in altra modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti al ritrattamento o indolimento agli agenti disgelanti.
XF3	Elevata saturazione d'acqua in assenza di agente disgelante	Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggette ai fenomeni di gelo, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo.
XF4	Elevata saturazione d'acqua in presenza di agente anti-gelo oppure acqua di mare	Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo ed al suo disgelanti in modo diretto o indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare.
6 Attacco chimico **)		
XA1	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Contenitori di fanghi e vasche di decantazione. Contenitori e vasche per acque reflue.
XA2	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi.
XA3	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di acque industriali fortemente aggressive. Contenitori di fanghi, mangimi e liquami provenienti dall'allevamento animale. Tetti di raffinazione di fessure e gas di scorie industriali.

*) Il grado di saturazione della seconda colonna riflette la relativa frequenza con cui si verifica il gelo in condizioni di saturazione:

- moderata: occasionalmente gelato in condizioni di saturazione

- elevata: alta frequenza di gelo in condizioni di saturazione.

**) Da parte di acqua per terreni e acqua fangosa.

	Classi di esposizione																	
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione				Corrosione delle armature indotta da cloruri						Attacco da cicli di gelo/sgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico		
						Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti									
		XC0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2
Massimo rapporto a/c	-	0,60		0,55	0,50	0,50	0,45		0,55	0,50	0,45	0,50		0,50	0,45	0,55	0,50	0,45
Minima classe di resistenza ¹⁾	C12/15	C20/25		C25/30	C30/36	C32/40	C35/45		C28/35	C32/40	C35/45	C32/40	C25/30		C28/35	C28/35	C32/40	C35/45
Minimo contenuto di cemento (kg/m ³)	-	300		320	340	340	360		320	340	360	320	340		360	320	340	360
Contenuto massimo in aria (%)												3,0 ²⁾						
Altri requisiti												Aggregati resistenti alla UNI EN 12520 di adeguata resistenza al gelo/sgelo				È richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati ³⁾		

¹⁾ Nel prospetto 7 della UNI EN 204-1 viene riportata la classe CB10 che corrisponde a specifici calcestruzzi destinati a sottostrattori e ricoprimenti. Per tale classe dovrebbero essere definite le percentuali di densità nei riguardi di acqua e 10⁰⁰⁰ aggressivi.

²⁾ Quando il calcestruzzo con carbonio aria aggiunti, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aereo per il quale è prevista la resistenza al gelo/sgelo, da determinarsi secondo UNI 7380, per la relativa classe di esposizione.

³⁾ Qualora la presenza di solfati comporti le classi di esposizione XA2 e XA3 è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solfati secondo UNI 9154.

Classe strutturale	Requisito Ambientale per C _{dur} (mm)						
	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	XC0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Prospetto 4.4N estratto dalla UNI EN 1992-1-1 Tab. che prescrive i valori del copriferro minimo C_{dur} con riferimento alle durabilità per acciai da armatura ordinaria, in accordo alla EN 10080.

Classe di consistenza: S4

Contenuto massimo di cloruri: 0.2%

Per ottenere la vita utile di progetto richiesta per una struttura, devono essere prese adeguate disposizioni al fine di proteggere ogni elemento strutturale dalle azioni ambientali rilevanti.

La durabilità è garantita rispetto del 4.3 dell'EC2.

Il copriferro nominale è definito come il copriferro minimo C_{min}, più un margine di progetto per scostamenti, ΔC_{dev}.

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev} \quad \text{dove } \Delta C_{dev} = 10 \text{ mm}$$

Classe di esposizione XC4; Classe strutturale S4; C_{min,dur}=30 mm; C_{nom}=30+10 =40mm che verrà prudenzialmente portato a 50 mm per le opere di fondazione.

Parametri per verifiche di fessurazione:

Per le verifiche di formazione delle fessure il moltiplicatore di f_{ctm} è: 1/0;

Per le verifiche di apertura delle fessure i valori ammissibili delle aperture delle fessure sono:

per le armature sensibili:

Combinazione Rara	Combinazione Quasi Permanente	Combinazione Frequente
0 mm	0.2 mm	0.3 mm

per le armature poco sensibili:

Combinazione Rara	Combinazione Quasi Permanente	Combinazione Frequente
0 mm	0.3 mm	0.4 mm

Acciaio per cemento armato

Nome Materiale: B450C

Proprietà reologiche:

$$E = 2e+006 \text{ daN/cm}^2$$

$$\nu = 0.300$$

$$G = 7.6923e+005 \text{ daN/cm}^2$$

$$P_s = 78.5 \text{ kN/m}^3$$

$$\alpha = 1.2e-005 \text{ 1/}^\circ\text{C}$$

Parametri di verifica:

Tipologia del Materiale: Acciaio per Armature

$$f_{yk} = 4500 \text{ daN/cm}^2$$

$$\gamma_{M,c} = 1.15$$

$$\gamma_{M,t} = 1.15$$

$$\gamma_{M,ecc} = 1$$

$$f_u = 5400 \text{ daN/cm}^2$$

$$\varepsilon_{ud} = 0.0675$$

Aderenza Migliorata = Si

Nel caso in esame si analizza una struttura non dissipativa, con comportamento elastico o sostanzialmente elastico, per cui, in linea con quanto indicato al par. 7.4.1 delle NTC sono stati modificati i legami costitutivi di cls e acciaio ai fini di ottenere il comportamento resistente allo SLV richiesto dalla norma, impostando un legame costitutivo elastico lineare.

1.1.9 METODO DI VERIFICA E COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Le verifiche di sicurezza della struttura in elevazione sono state eseguite con metodo semiprobabilistico agli stati limite.

Al fine di determinare le condizioni più gravose sulla struttura in esame i carichi vengono combinati secondo le seguenti formule secondo quanto indicato sulle NTC 2018 par. 2.5.3:

Combinazione fondamentale statica – SLU

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} \dots \dots \dots$$

Combinazione caratteristica rara – SLE

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

Combinazione sismica – SLV-SLD-SLO

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

Effetti dell'azione sismica

$$G_1 + G_2 + \Sigma \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

I valori dei coefficienti di combinazione ψ per i carichi variabili sono ricavati dalla Tab. 5.1.V I delle NTC2018.

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Per le opere di luce maggiore di 300 m è possibile modificare i coefficienti indicati in tabella previa autorizzazione del Servizio tecnico centrale del Consiglio superiore dei lavori pubblici, sentito lo stesso Consiglio.

I coefficienti parziali utilizzati nelle verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) sono ricavati dalla Tab. 5.1.V delle NTC.

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di riduzione per le azioni sismiche agli SLU

		Coefficiente	EQ ² *	A1	A2
Azioni permanenti $g_1 + g_2$	favorevoli	$\gamma_{G1} * \gamma_{G2}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽¹⁾ g_3	favorevoli	γ_{G3}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e prevedicazioni di progetto	favorevoli	γ_D	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽²⁾	1,00 ⁽²⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolati	favorevoli	$\gamma_{T1} * \gamma_{T2} * \gamma_{T3}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Significato che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità del carico permanente non strutturale, o di una parte di esso (ad esempio carichi permanenti parziali), sia ben definita in fase di progetto, per dati carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per irregolarità in strutture con precompressione estrema.

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali.

In accordo al capitolo al cap. 7.1 e 3.2.1 delle NTC 2018, le verifiche in presenza di azioni sismiche per le strutture principali oggetto di analisi sono state condotte assicurando le verifiche SLV per gli stati limite ultimi e le verifiche SLD/SLO per gli stati limite di esercizio.

Nello specifico per quanto già riportato nei paragrafi precedenti e in accordo al par. 7.3.6 delle NTC, in considerazione della classe d'uso = III, le verifiche sono state condotte in termini di resistenza per lo SLV e di SLD, di rigidità per gli SLO.

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM ⁽²⁾
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT ⁽²⁾			DUT ⁽²⁾		

⁽¹⁾ Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli oneri fissi.

⁽²⁾ Nei casi esplicitamente indicati dalle procedure normative.

Nel caso specifico in esame, poiché l'analisi sismica è condotta con metodi pseudostatici e la sovrappressione che si applica considerando l'azione sismica SLD è molto inferiore rispetto all'azione inserita SLV, si ritiene influente riportare le verifiche in termini di resistenza a SLD.

1.1.10 DESCRIZIONE DELLE CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI STATICHE

Il peso proprio degli Elementi tipo Beam e tipo Shell viene calcolato automaticamente in base alle caratteristiche dei materiali, alla geometria degli elementi e ai seguenti parametri:

- CdC = Numero Condizione di Carico Elementare
- mltX = Moltiplicatore del peso proprio in direzione X Globale
- mltY = Moltiplicatore del peso proprio in direzione Y Globale
- mltZ = Moltiplicatore del peso proprio in direzione Z Globale
- Tipo = Tipo di Condizione di Carico (St = Statico, StEq = Sismico Statico Equivalente)
- Ψ_0, Ψ_1, Ψ_2 = coefficienti di combinazione
- Ψ_{2s} = coefficiente di combinazione sismica
- φ = coefficiente per calcolo masse

Nome	CdC	mltX	mltY	mltZ	Tipo	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_{2s}	φ
Struttura	1	0	0	-1	Permanente (St)	1	1	1	1	1
Pesi propri	2	0	0	0	Permanente (St)	1	1	1	1	1
Carichi permanenti	3	0	0	0	Permanente non strutt (St)	1	1	1	1	1
Carichi traffico	4	0	0	0	Generico (St)	0.75	0.75	0	0	1
Spinta idrostatica	5	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	1	1
Spinta terreno	6	0	0	0	Generico (St)	1	1	1	0	1
Sisma x	7	0	0	0	Sisma SLU X (St)					
Sisma -x	8	0	0	0	Sisma SLU X (St)					

DESCRIZIONE SET PRINCIPALI INVILUPPI DI VERIFICA

Sono di seguito elencati i dati dei seguenti inviluppi:

- ~SL18 GEO
- ~SL18 SLE caratt.
- ~SL18 SLE freq.
- ~SL18 SLE q.perm.
- ~SL18 STR SLV

DESCRIZIONE INVILUPPO “~SL18 GEO”

Agisce su tutte le entità del modello.

Condizioni di inviluppo automatiche

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
Inviluppo	~SL18 GEO_1	Perm.non Contemp.	1	1	1
Inviluppo	~SL18 SLU Sism. Orizz. 1	Perm.non Contemp.	1	1	1

Descrizione degli inviluppi contenuti nell’inviluppo “~SL18 GEO”

Descrizione inviluppo “~SL18 GEO_1”:

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Struttura	Permanente		1	1.3
CdC elem. 2St	Pesi propri	Permanente		1	1.3
CdC elem. 3St	Carichi permanenti	Permanente		0.8	1.5
CdC elem. 4St	Carichi traffico	Variabile		0	1.5
CdC elem. 5St	Spinta idrostatica	Variabile		0	1.5
CdC elem. 6St	Spinta terreno	Variabile		0	1.5

Descrizione inviluppo “~SL18 SLU Sism. Orizz._1”:

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Struttura	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	Pesi propri	Permanente		1	1
CdC elem. 3St	Carichi permanenti	Permanente		0.8	1
CdC elem. 4St	Carichi traffico	Variabile		0	0
CdC elem. 5St	Spinta idrostatica	Variabile		1	1
CdC elem. 6St	Spinta terreno	Variabile		0	0
CdC elem. 7St	Sisma x	Var.non Contemp.	3	-1	1
CdC elem. 8St	Sisma -x	Var.non Contemp.	3	-1	1

DESCRIZIONE INVILUPPO “~SL18 SLE CARATT.”

Agisce su tutte le entità del modello.

Condizioni di inviluppo automatiche

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
Inviluppo	~SL18 SLE caratt. 1	Perm.non Contemp.	1	1	1

Descrizione degli inviluppi contenuti nell’inviluppo “~SL18 SLE caratt.”

Descrizione inviluppo “~SL18 SLE caratt. 1”:

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Struttura	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	Pesi propri	Permanente		1	1
CdC elem. 3St	Carichi permanenti	Permanente		1	1
CdC elem. 4St	Carichi traffico	Variabile		1	1
CdC elem. 5St	Spinta idrostatica	Variabile		1	1
CdC elem. 6St	Spinta terreno	Variabile		1	1

DESCRIZIONE INVILUPPO “~SL18 SLE FREQ.”

Agisce su tutte le entità del modello.

Condizioni di inviluppo automatiche

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
Inviluppo	~SL18 SLE freq. 1	Perm.non Contemp.	1	1	1

Descrizione degli inviluppi contenuti nell’inviluppo “~SL18 SLE freq.”

Descrizione inviluppo “~SL18 SLE freq. 1”:

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Struttura	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	Pesi propri	Permanente		1	1
CdC elem. 3St	Carichi permanenti	Permanente		1	1
CdC elem. 4St	Carichi traffico	Variabile		0.75	0.75
CdC elem. 5St	Spinta idrostatica	Variabile		1	1
CdC elem. 6St	Spinta terreno	Variabile		1	1

DESCRIZIONE INVILUPPO “~SL18 SLE Q.PERM.”

Agisce su tutte le entità del modello.

Condizioni di inviluppo automatiche

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Struttura	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	Pesi propri	Permanente		1	1
CdC elem. 3St	Carichi permanenti	Permanente		1	1
CdC elem. 4St	Carichi traffico	Variabile		0	0
CdC elem. 5St	Spinta idrostatica	Variabile		1	1
CdC elem. 6St	Spinta terreno	Variabile		1	1

DESCRIZIONE INVILUPPO “~SL18 STR SLV”

Agisce su tutte le entità del modello.

Condizioni di inviluppo automatiche

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
Inviluppo	~SL18 STR SLV_1	Perm.non Contemp.	1	1	1
Inviluppo	~SL18 SLU Sism. Orizz. 1	Perm.non Contemp.	1	1	1

Descrizione degli inviluppi contenuti nell’inviluppo “~SL18 STR SLV”

Descrizione inviluppo “~SL18 STR SLV_1”:

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Struttura	Permanente		1	1.3
CdC elem. 2St	Pesi propri	Permanente		1	1.3
CdC elem. 3St	Carichi permanenti	Permanente		0.8	1.5
CdC elem. 4St	Carichi traffico	Variabile		0	1.5
CdC elem. 5St	Spinta idrostatica	Variabile		0	1.5
CdC elem. 6St	Spinta terreno	Variabile		0	1.5

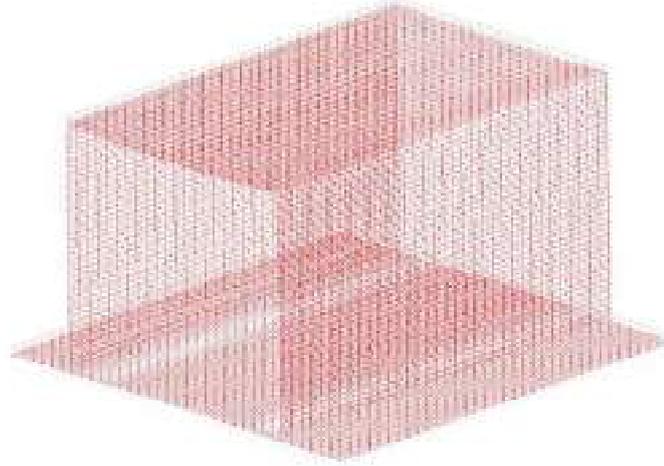
Descrizione inviluppo “~SL18 SLU Sism. Orizz. 1”:

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Struttura	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	Pesi propri	Permanente		1	1
CdC elem. 3St	Carichi permanenti	Permanente		0.8	1
CdC elem. 4St	Carichi traffico	Variabile		0	0
CdC elem. 5St	Spinta idrostatica	Variabile		1	1
CdC elem. 6St	Spinta terreno	Variabile		0	0
CdC elem. 7St	Sisma x	Var.non Contemp.	3	-1	1
CdC elem. 8St	Sisma -x	Var.non Contemp.	3	-1	1

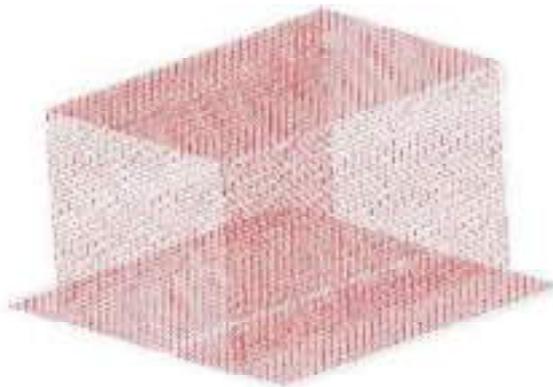
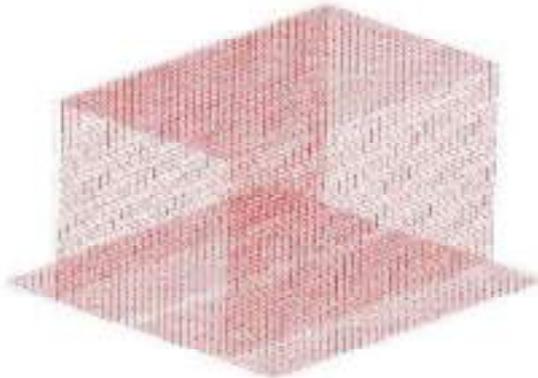
1.1.11 RAPPRESENTAZIONE DEI RISULTATI PIÙ SIGNIFICATIVI

1.1.11.1 DEFORMATE ELASTICHE

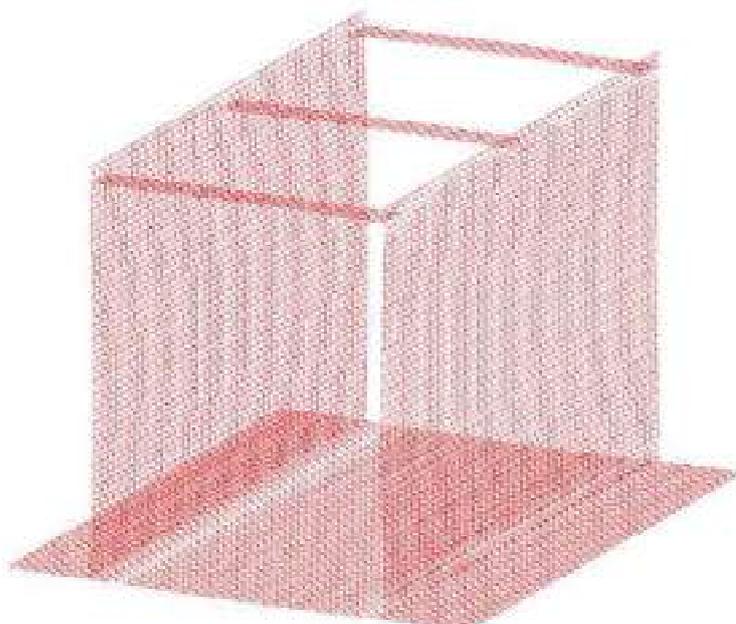
Si mostrano di seguito le deformazioni principali dovute ai casi di carico elementari più sollecitanti, con fattore di amplificazione elevato per meglio rappresentare i risultati.



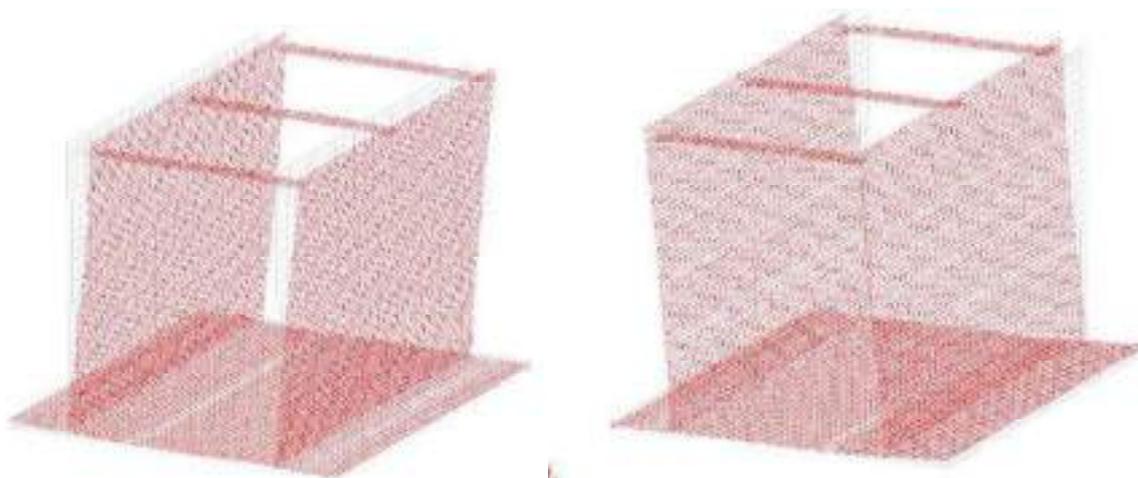
Deformate CdC Carichi traffico – SEZIONE A



Deformate CdC sisma +X – X – SEZIONE A



Deformate CdC Spinta terreno – SEZIONE C

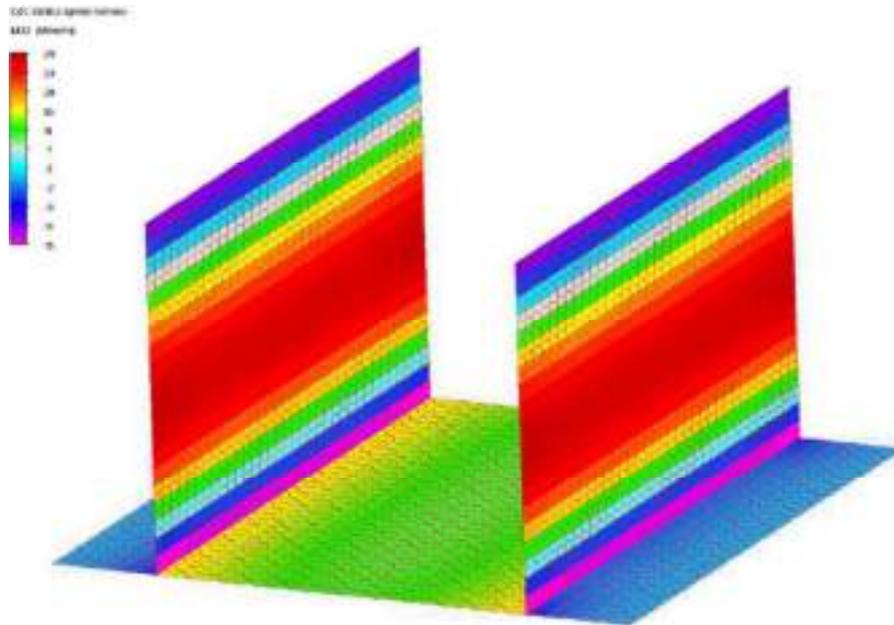


Deformate CdC sisma +X – X – SEZIONE C

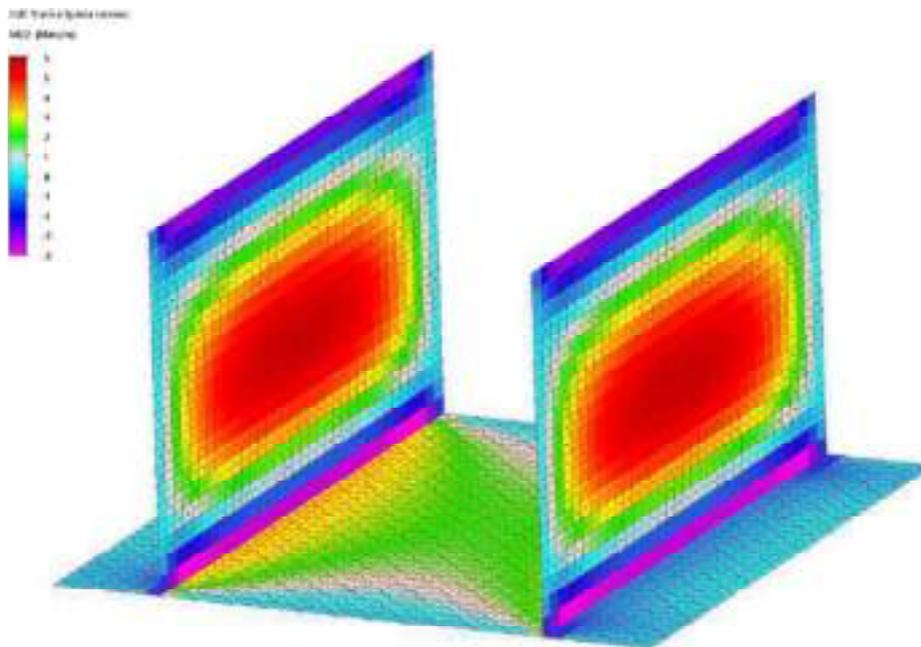
1.1.11.2 SOLLECITAZIONI

Si mostrano di seguito le sollecitazioni principali dovute ai casi di carico elementari più gravosi.

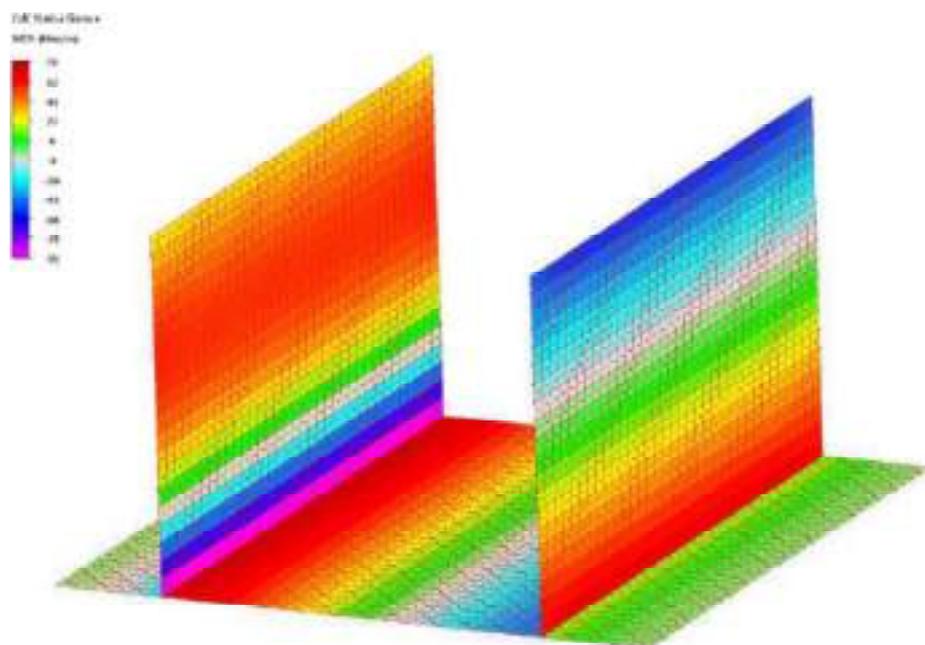
Sezione A-A



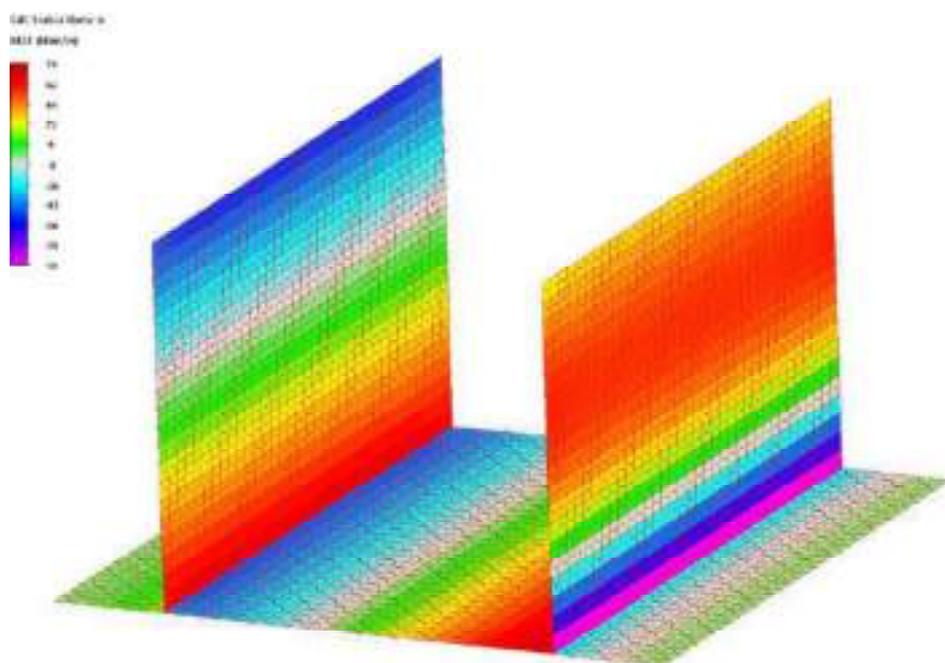
M33 CdC Spinta terreno – SEZIONE A



M22 CdC Spinta terreno – SEZIONE A

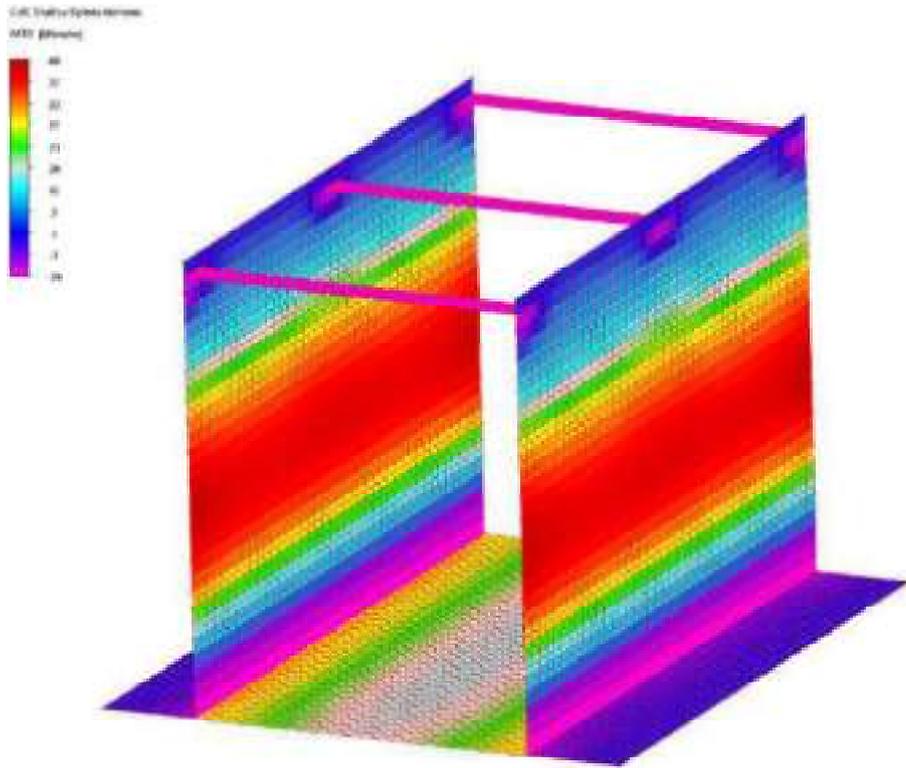


M33 CdC Sovrappinta sismica X – SEZIONE A

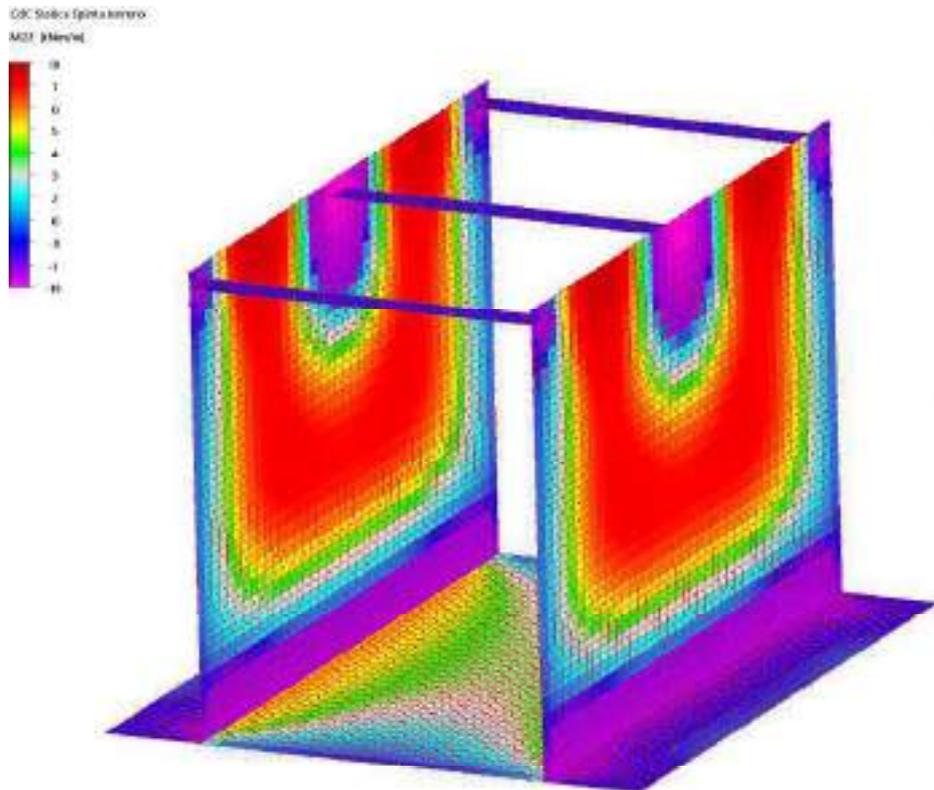


M33 CdC Sovrappinta sismica - X – SEZIONE A

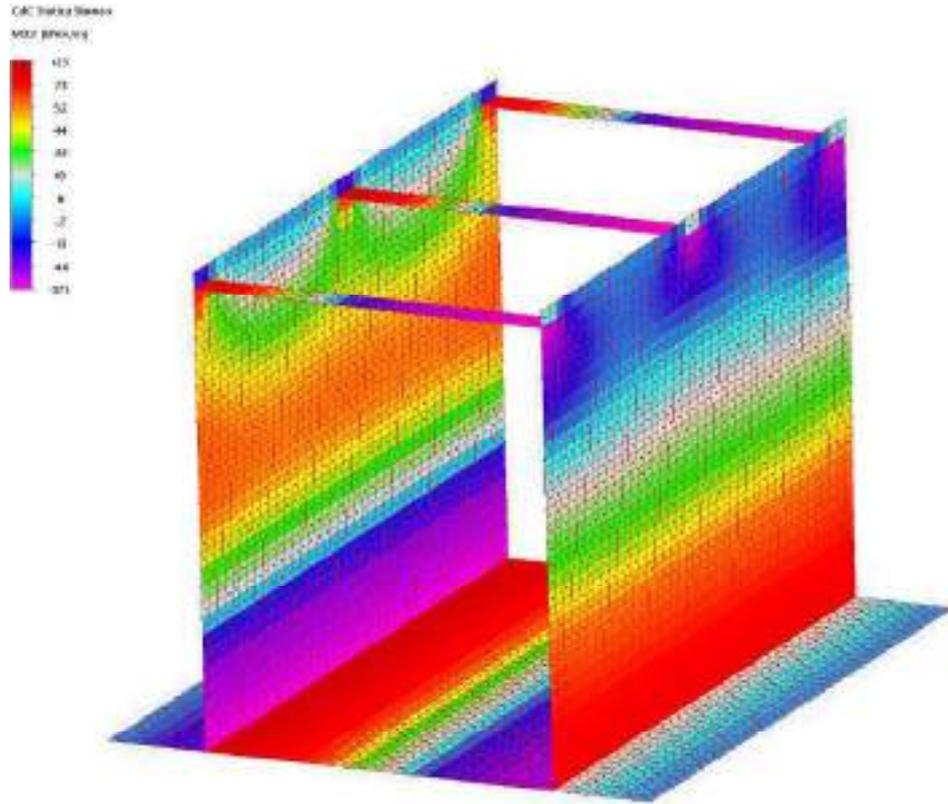
Sezione C-C



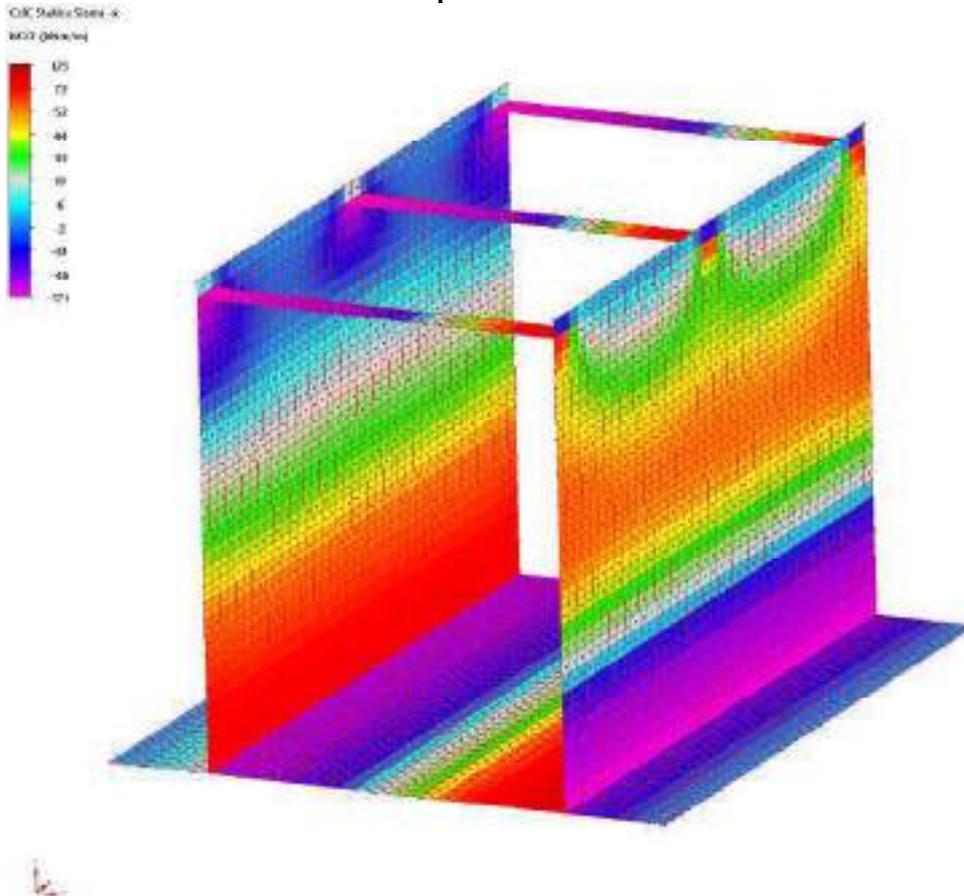
M33 CdC Spinta terreno – SEZIONE C



M22 CdC Spinta terreno – SEZIONE C



M33 CdC Sovrappinta sismica X – SEZIONE C



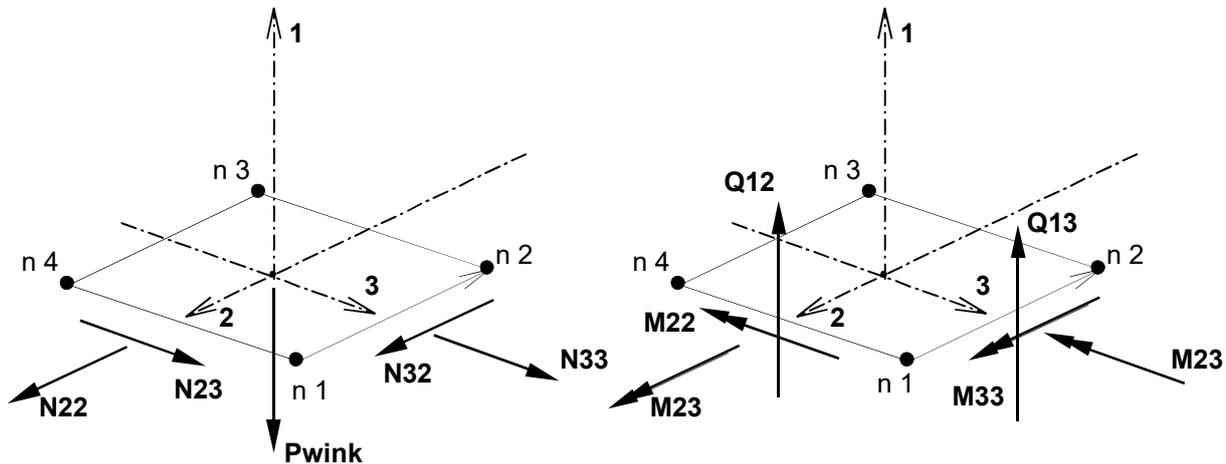
M33 CdC Sovrappinta sismica -X – SEZIONE C

2. VERIFICHE

2.1 ELEMENTI SHELL SLU

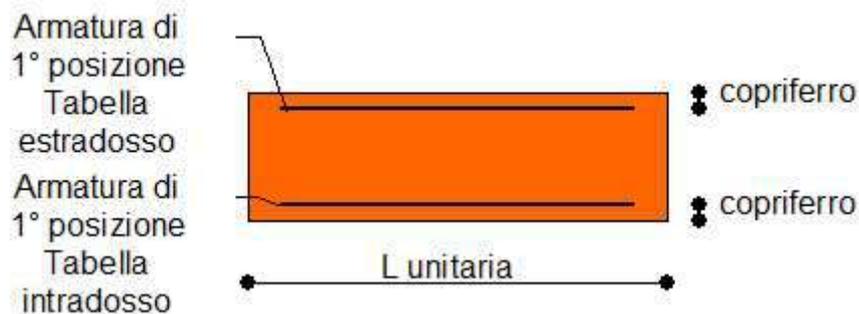
2.1.1 VERIFICHE PRESSOFLESSIONE C.A SLU

Il Sistema di Riferimento Locale 123 predefinito degli Elementi tipo Shell è una Terna destrorsa cartesiana con origine nel baricentro dell'Elemento, asse 1 avente la direzione della normale, asse 2 avente la direzione della congiungente i punti medi dei due lati N2-N3 e N1-N4 (N1,N2,N3,N4 sono i nodi che definiscono l'elemento) e asse 3 avente la direzione che completa la terna.

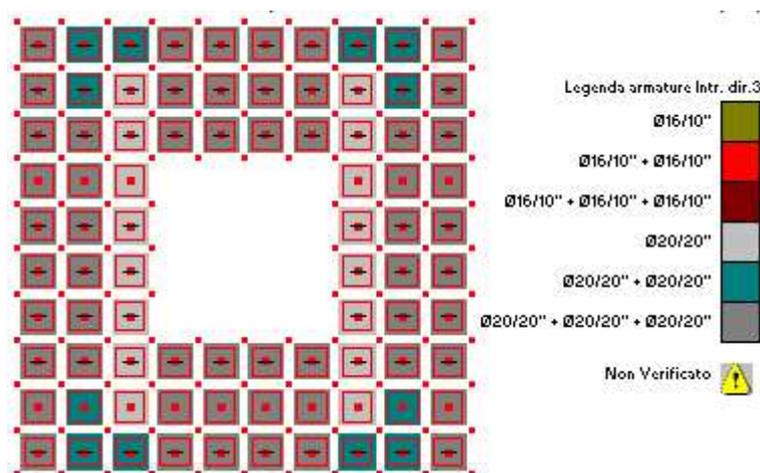


Convenzioni di segno - sollecitazioni Shell

Per l'esecuzione delle verifiche sugli elementi bidimensionali occorre aver definito a priori un involuppo di sollecitazioni shell, in cui siano stati involuppati almeno N22, N33, M22 e M33. La disposizione dell'armatura viene infatti eseguita lungo le due direzioni 2 e 3 del riferimento locale di ogni singolo elemento. La progettazione analizza separatamente la direzione 2 e 3 dell'elemento e per ciascuna di esse, rileva dall'involuppo le sollecitazioni relative, innescando un ciclo iterativo di inserimento d'armature secondo l'ordine delle posizioni specificato nelle tabelle di armature utilizzate.



Le iterazioni si interrompono quando la verifica risulta soddisfatta oppure quando non è più possibile proseguire per mancanza di posizioni nelle tabelle.



Esempio tabella di armatura

In funzione della fibra selezionata (estradosso o intradosso) e della direzione (2 o 3), gli elementi vengono colorati con il colore corrispondente alla posizione determinata durante la progettazione. Per ogni elemento shell sono poi valutati i coefficienti di sfruttamento a flessione e sforzo normale sulla sezione di base unitaria e altezza pari allo spessore dello shell ed ortogonale alla direzione di visualizzazione scelta; data la terna di sollecitazione N , M_{12} , M_{13} si definisce coefficiente di sfruttamento il seguente rapporto (con il pedice “r” sono indicati i valori di resistenza ultimi):

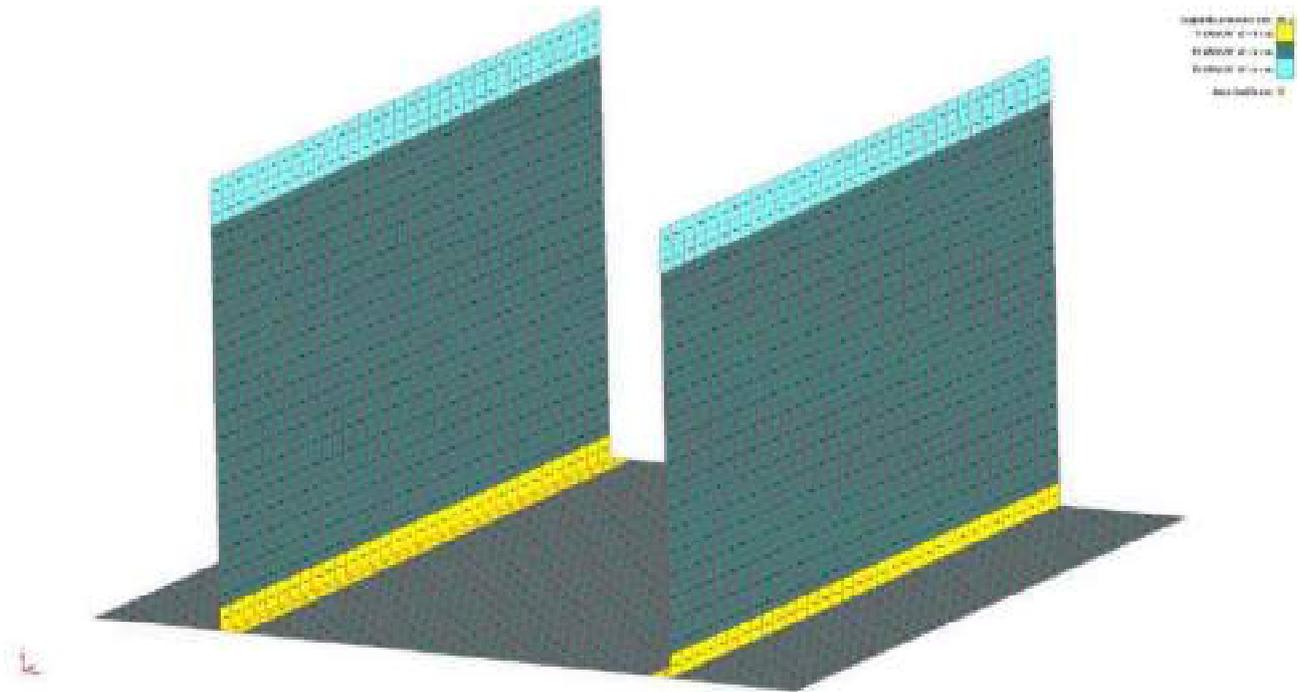
$$\frac{N}{N_r} = \frac{M_{12}}{M_{12r}} = \frac{M_{13}}{M_{13r}}$$

Si riportano di seguito per le due sezioni in esame le armature considerate nel calcolo, considerando che **non sono state inserite a favore di sicurezza armature aggiuntive** inserite negli elaborati esecutivi, come le armature del cordolo di sommità realizzato per tutto il perimetro, “cordoli” e “pilastri” intermedi, realizzati in fase esecutiva.

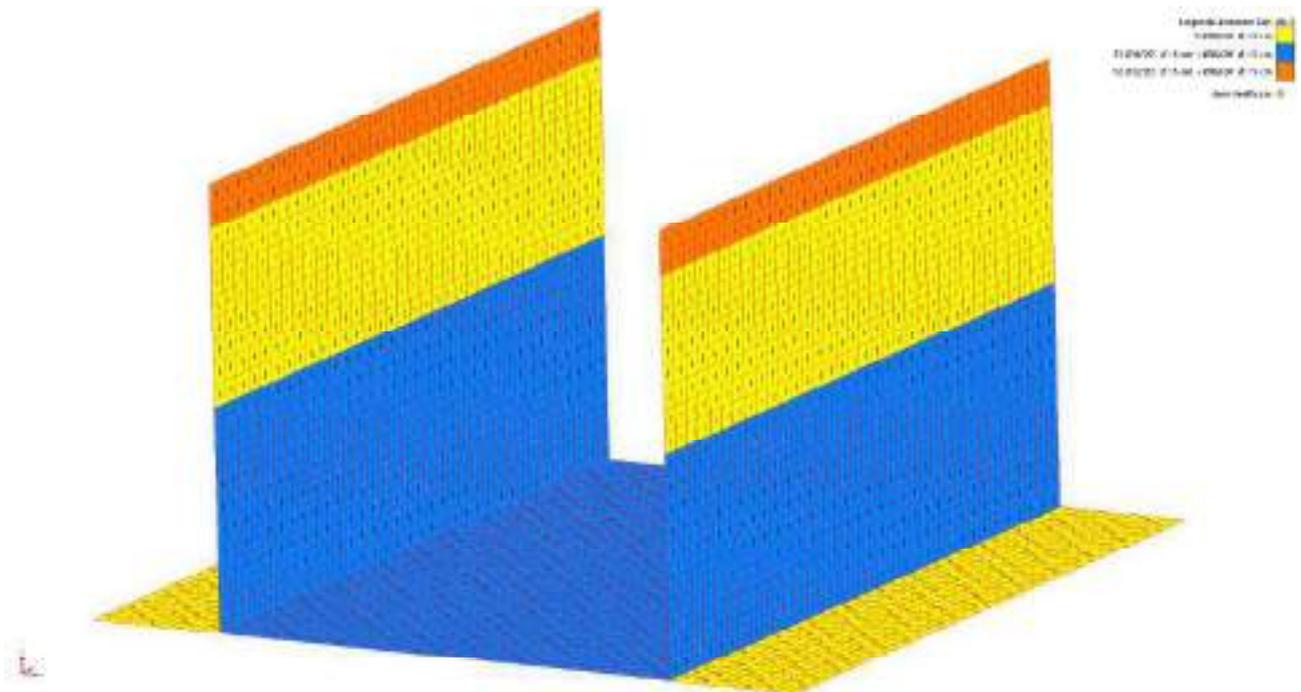
Non si riporta l’armatura del solaio superiore che sarà oggetto di verifiche successive.

Si rimanda quindi al disegno esecutivo per specifiche in merito.

SEZIONE A-A

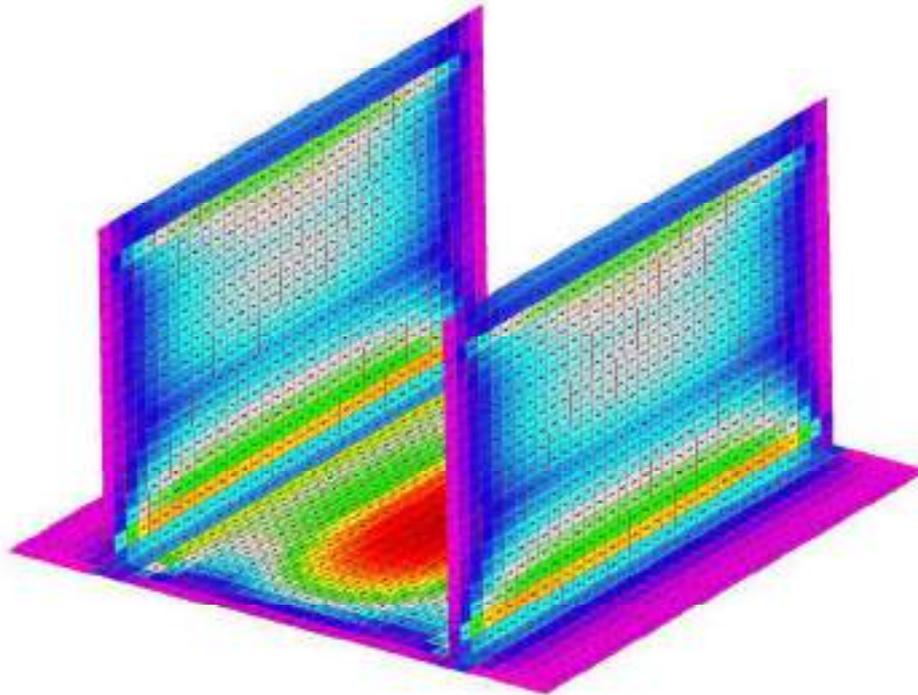
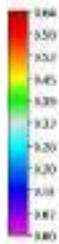


Armature assegnate estradosso ed intradosso direzione 2



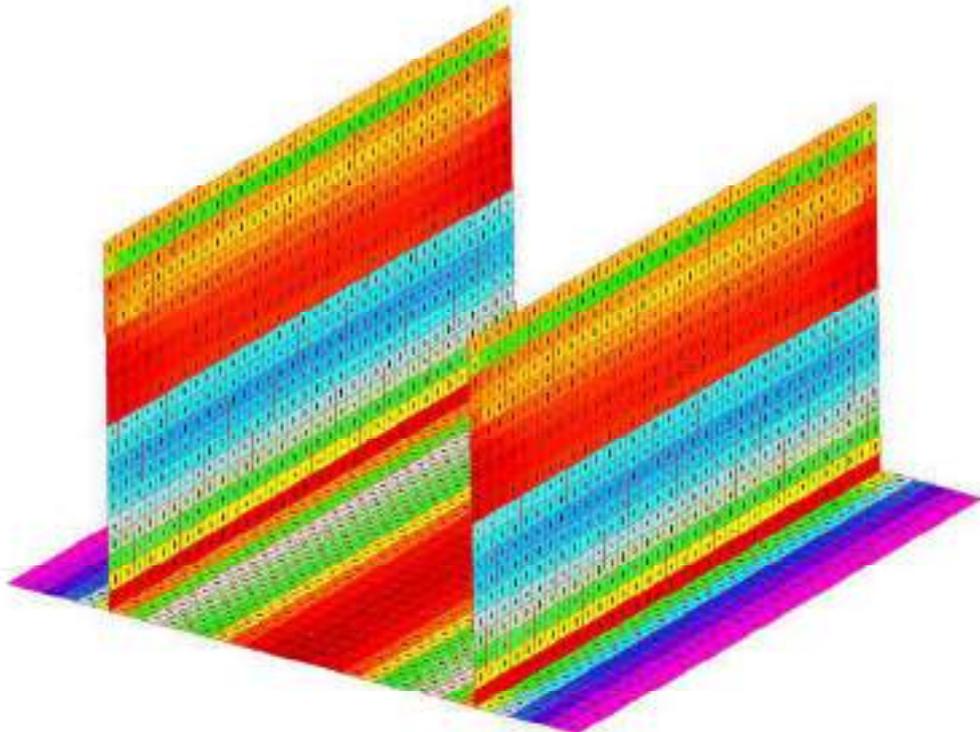
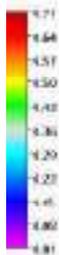
Armature assegnate estradosso ed intradosso direzione 3

Verifica B.3
Coefficiente di sfruttamento (RM) direzione Z



le

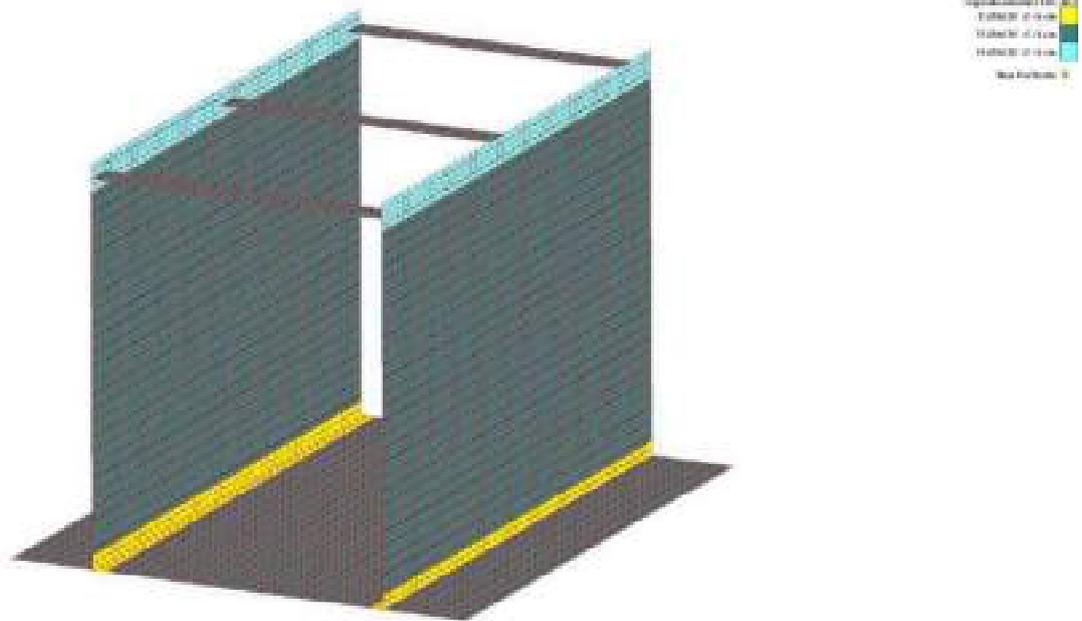
Verifica S.3
Coefficiente di sfruttamento (RM) direzione X



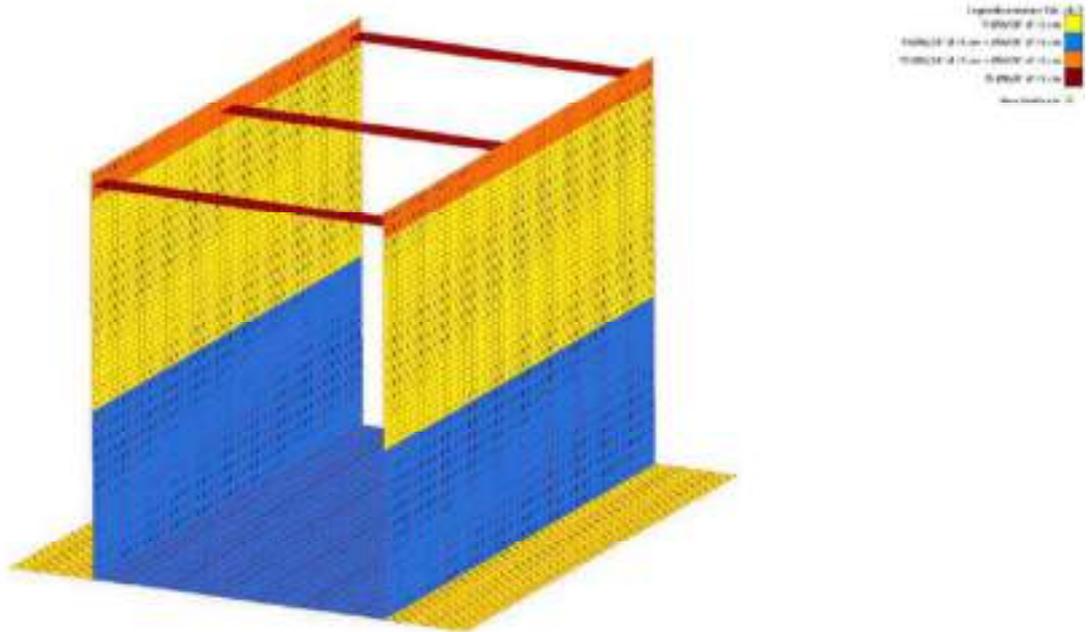
le

Verifica di resistenza a presso-flessione SLU, coeff. di sfruttamento <1

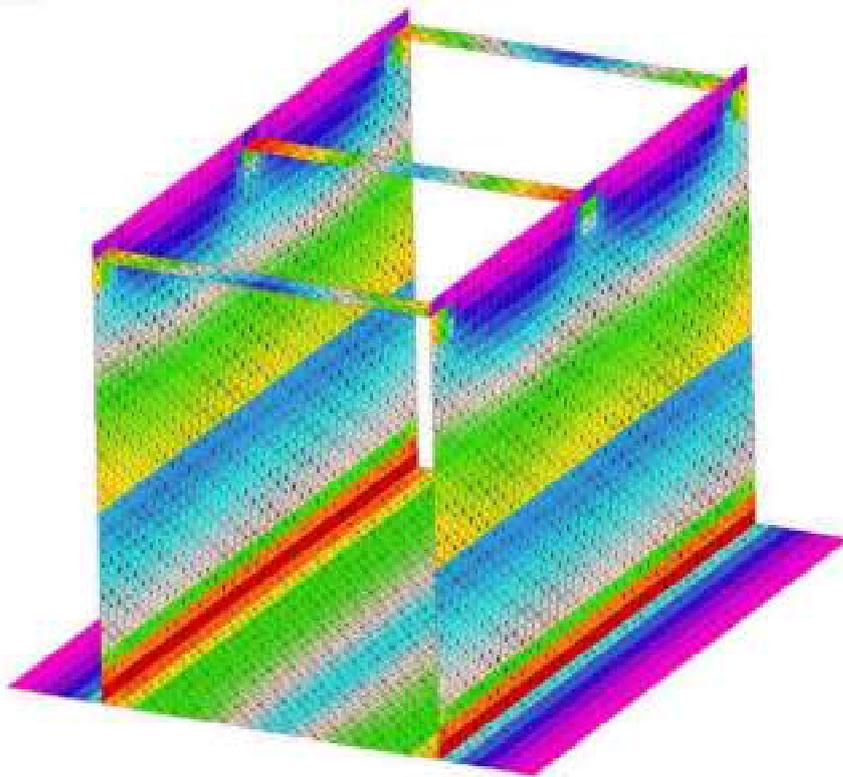
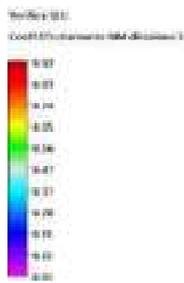
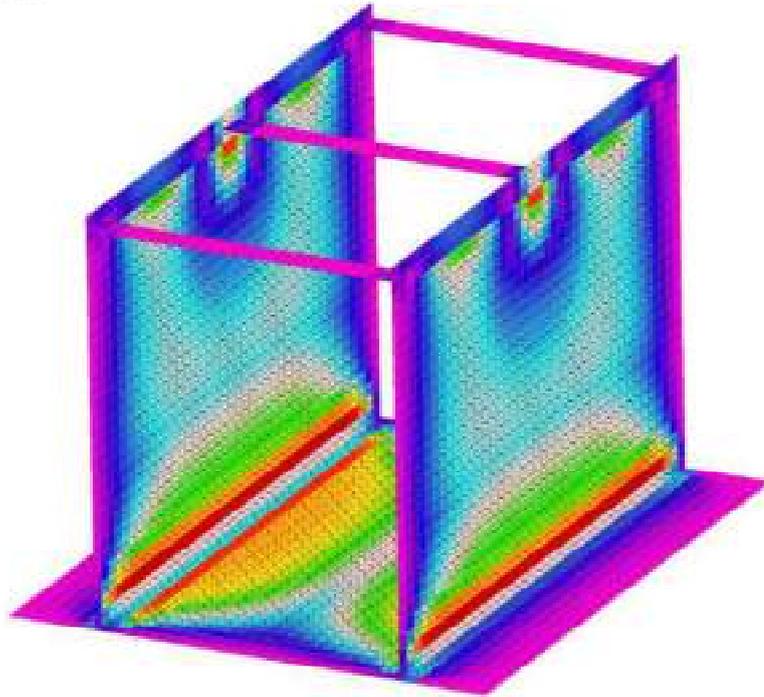
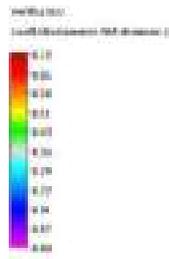
SEZIONE C-C



Armature assegnate estradosso ed intradosso direzione 2



Armature assegnate estradosso ed intradosso direzione 3



Verifica di resistenza a presso-flessione SLU, coeff. di sfruttamento <1

A seguito verranno indicate le **VERIFICHE PIÙ GRAVOSE** per ogni armatura.

DESCRIZIONE SET INVILUPPI DI VERIFICA “~SL18”

E’ costituito dai seguenti involuppi:

- *Inviluppi S.L.U. secondo il DM 17/01/2018*

Descrizione Inviluppo “~SL18 STR SLV”

Agisce su tutte le entità del modello.

Condizioni di involuppo automatiche

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
Inviluppo	~SL18 STR SLV 1	Perm.non Contemp.	1	1	1
Inviluppo	~SL18 SLU Sism. Orizz. 1	Perm.non Contemp.	1	1	1

Descrizione degli involuppi contenuti nell’inviluppo “~SL18 STR SLV”

Descrizione involuppo “~SL18 STR SLV_1”:

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Struttura	Permanente		1	1.3
CdC elem. 2St	Pesi propri	Permanente		1	1.3
CdC elem. 3St	Carichi permanenti	Permanente		0.8	1.5
CdC elem. 4St	Carichi traffico	Variabile		0	1.5
CdC elem. 5St	Spinta idrostatica	Variabile		0	1.5
CdC elem. 6St	Spinta terreno	Variabile		0	1.5

Descrizione involuppo “~SL18 SLU Sism. Orizz. 1”:

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Struttura	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	Pesi propri	Permanente		1	1
CdC elem. 3St	Carichi permanenti	Permanente		0.8	1
CdC elem. 4St	Carichi traffico	Variabile		0	0
CdC elem. 5St	Spinta idrostatica	Variabile		1	1
CdC elem. 6St	Spinta terreno	Variabile		0	0
CdC elem. 7St	Sisma x	Var.non Contemp.	3	-1	1
CdC elem. 8St	Sisma -x	Var.non Contemp.	3	-1	1

Verifica per elementi in c.a.

Se non diversamente indicato le verifiche degli elementi in c.a. sono condotte separatamente per le due direzioni d’armatura.

Significato dei parametri per le verifiche a pressoflessione di elementi in c.a.:

n°Shell = Numero dello shell interessato dalla verifica

Dir = Direzione locale rispetto cui si esegue la verifica

N = Forza Normale per unità di larghezza di verifica

M = Momento Flettente per unità di larghezza di verifica

CoeffMN = indica il coefficiente di sfruttamento a flessione e sforzo normale; data la coppia di sollecitazione per unità di larghezza N, M, da intendersi come N22, M22 per la direzione 2 e N33 e M33 per la direzione 3, si definisce coefficiente di sfruttamento il seguente rapporto (con il pedice “r” sono indicati i valori di resistenza ultimi):

$$\text{CoeffMN} = \frac{N}{N_r} = \frac{M}{M_r}$$

Un asterisco a fianco di un record individua le verifiche non soddisfatte (CoeffMN>1).

SEZIONE A - A**Verifica Shell di resistenza “~PressoFless.CA SLU”****Tipo verifica:** SLU (DM 17/01/2018)

Metodo di verifica: pressoflessione indipendente nei due piani

Set involuppo di verifica utilizzato: “~SL18”

Gruppo di Selezione su cui agisce la verifica: ~C.A.

Resistenza di calcolo a trazione e compressione per SLU:

ID Materiale	Nome materiale	fd a Trazione (daN/cm ²)	fd a Compressione (daN/cm ²)
n.17	B450C ELASTICO	3913.04	3913.04
n.16	Cls C32/40 ELASTICO	0	181.333

Descrizione Risultati Verifiche*Valori per spessore shell: 35 cm*

Armatura di estradosso: Ø16/20"

Armatura di intradosso: Ø16/20"

n°Shell	Dir	N(kN/m)	M(kNm/m)	CoeffMN
1862	3	-68.77	-78.70	0.66
Armatura di estradosso: Ø16/20" + Ø16/20"				
Armatura di intradosso: Ø16/20" + Ø16/20"				

n°Shell	Dir	N(kN/m)	M(kNm/m)	CoeffMN
8355	3	0.00	-144.78	0.71
Armatura di estradosso: Ø16/20"				
Armatura di intradosso: Ø16/20"				

n°Shell	Dir	N(kN/m)	M(kNm/m)	CoeffMN
6452	2	-10.99	-22.99	0.21
Armatura di estradosso: Ø10/20"				
Armatura di intradosso: Ø10/20"				

n°Shell	Dir	N(kN/m)	M(kNm/m)	CoeffMN
8211	2	0.00	-27.47	0.64
Armatura di estradosso: Ø12/20" + Ø16/20"				
Armatura di intradosso: Ø12/20" + Ø16/20"				

n°Shell	Dir	N(kN/m)	M(kNm/m)	CoeffMN
6438	3	-260.10	-118.86	0.54

SEZIONE C - C**Verifica Shell di resistenza “~PressoFless.CA SLU”****Tipo verifica:** SLU (DM 17/01/2018)

Metodo di verifica: pressoflessione indipendente nei due piani

Set involuppo di verifica utilizzato: “~SL18”

Gruppo di Selezione su cui agisce la verifica: ~C.A.

Resistenza di calcolo a trazione e compressione per SLU:

ID Materiale	Nome materiale	fd a Trazione (daN/cm ²)	fd a Compressione (daN/cm ²)
n.15	Cls C32/40 ELASTICO	0	181.333
n.16	B450C ELASTICO	3913.04	3913.04

Descrizione Risultati Verifiche

Valori per spessore shell: 35 cm

Armatura di estradosso: Ø16/20"

Armatura di intradosso: Ø16/20"

n°Shell	Dir	N(kN/m)	M(kNm/m)	CoeffMN
11393	3	-27.49	73.59	0.67

Armatura di estradosso: Ø16/20" + Ø16/20"

Armatura di intradosso: Ø16/20" + Ø16/20"

n°Shell	Dir	N(kN/m)	M(kNm/m)	CoeffMN
3423	3	-52.44	-195.79	0.93

Armatura di estradosso: Ø16/8"

Armatura di intradosso: Ø16/8"

n°Shell	Dir	N(kN/m)	M(kNm/m)	CoeffMN
13303	3	260.63	173.61	0.81

Armatura di estradosso: Ø16/20"

Armatura di intradosso: Ø16/20"

n°Shell	Dir	N(kN/m)	M(kNm/m)	CoeffMN
13155	2	30.86	-33.96	0.36

Armatura di estradosso: Ø10/20"

Armatura di intradosso: Ø10/20"

n°Shell	Dir	N(kN/m)	M(kNm/m)	CoeffMN
235	2	-4.00	-31.40	0.72

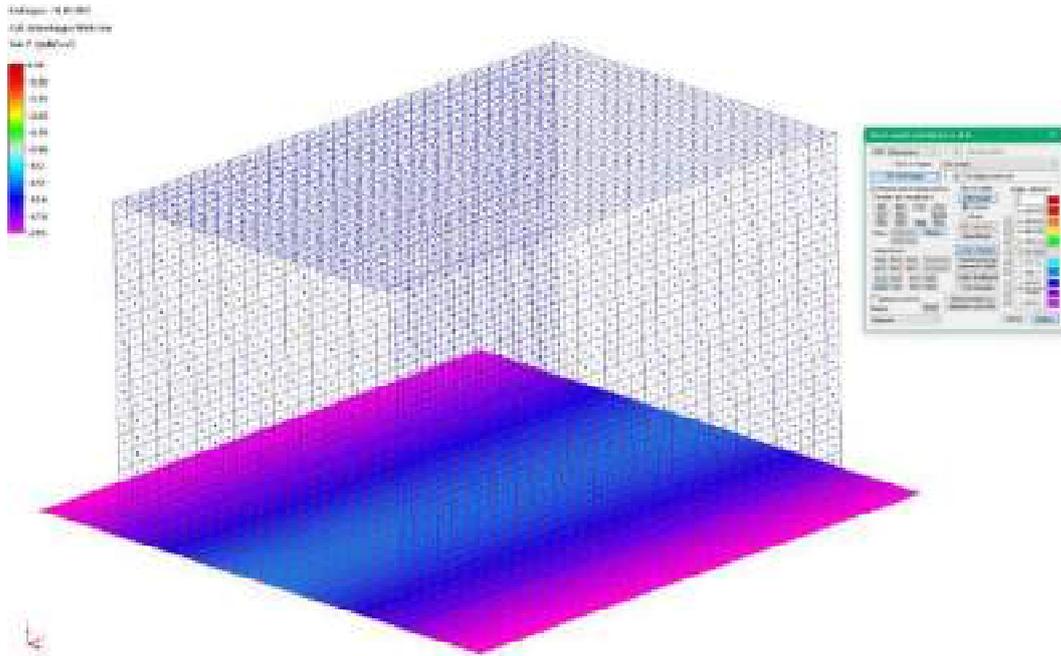
Armatura di estradosso: Ø12/20" + Ø16/20"

Armatura di intradosso: Ø12/20" + Ø16/20"

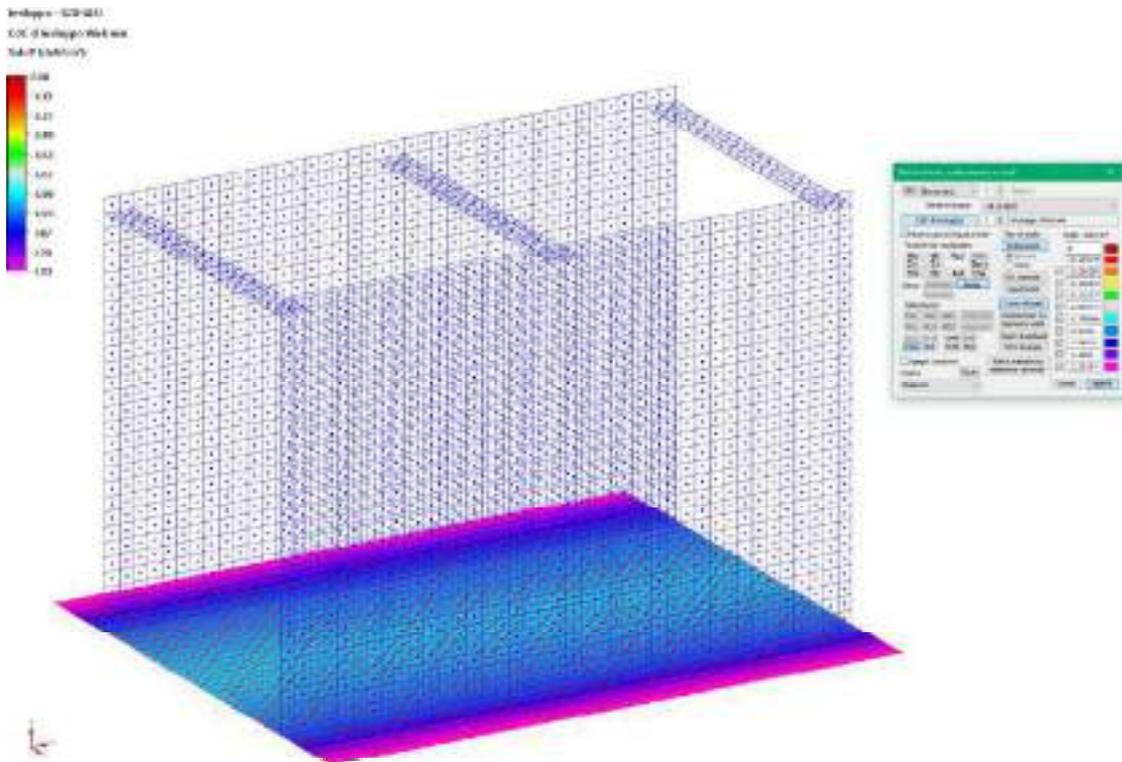
n°Shell	Dir	N(kN/m)	M(kNm/m)	CoeffMN
12832	3	31.39	103.54	0.67

2.1.2 PRESSIONI SUL TERRENO

Di seguito si riporta il diagramma delle tensioni di contatto con il terreno allo Stato Limite Ultimo, applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2.



Pressioni massime fondazione-terreno - A



Pressioni massime fondazione-terreno - C

Il valore massimo nell'involuppo GEO, all'Approccio di tipo 2 (A1+M1+R3), indicato è pari a 1.95 daN/cm² per la porzione maggiormente caricata relativa alla Sezione A. Se si considera la diffusione dei carichi prudenziale di 30° e il fatto che al di sotto del basamento sarà presente uno strato di magrone e ghiaia per circa 15-20 cm, la tensione sul terreno sarà sicuramente inferiore pertanto più che accettabile.

Si rimanda alle indagini geotecniche per specifiche in merito.

2.1.3 VERIFICHE TAGLIO FUORI PIANO

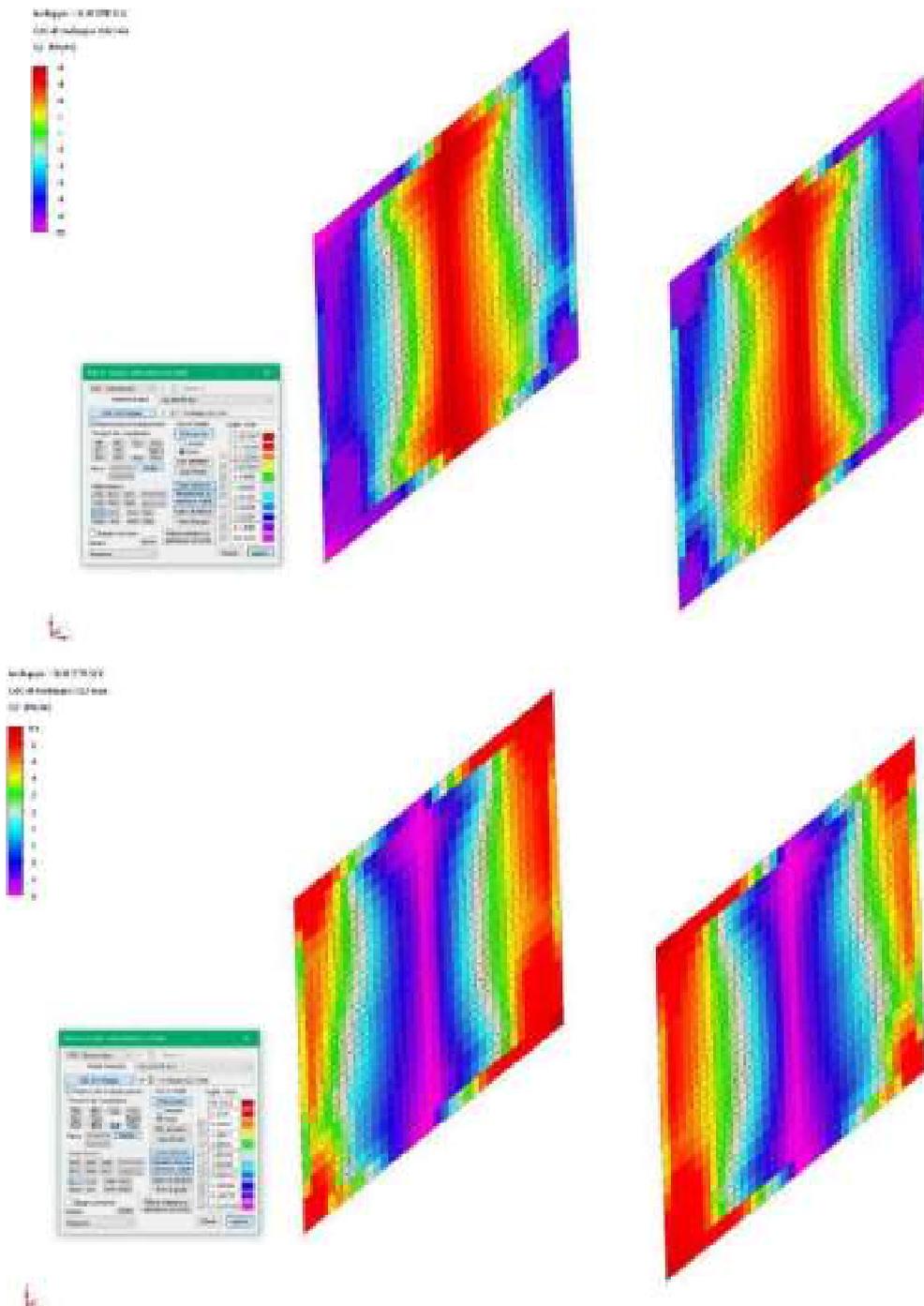
Si effettuano le verifiche SLU a taglio fuori piano degli elementi shell.

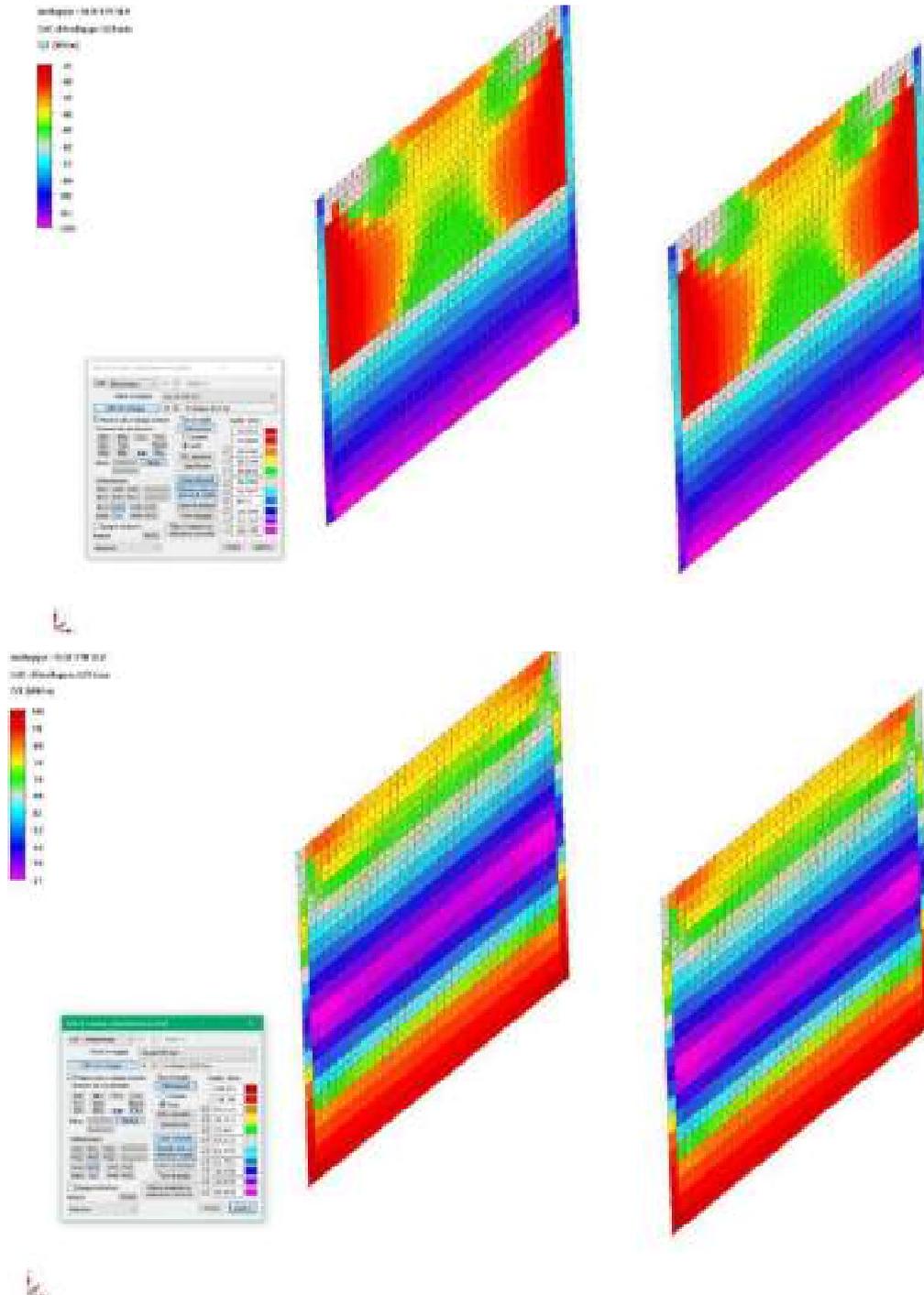
Si mostrano di seguito le sollecitazioni del taglio fuori piano in direzione X e direzione Y:

SEZIONE A

PARETI VERTICALI

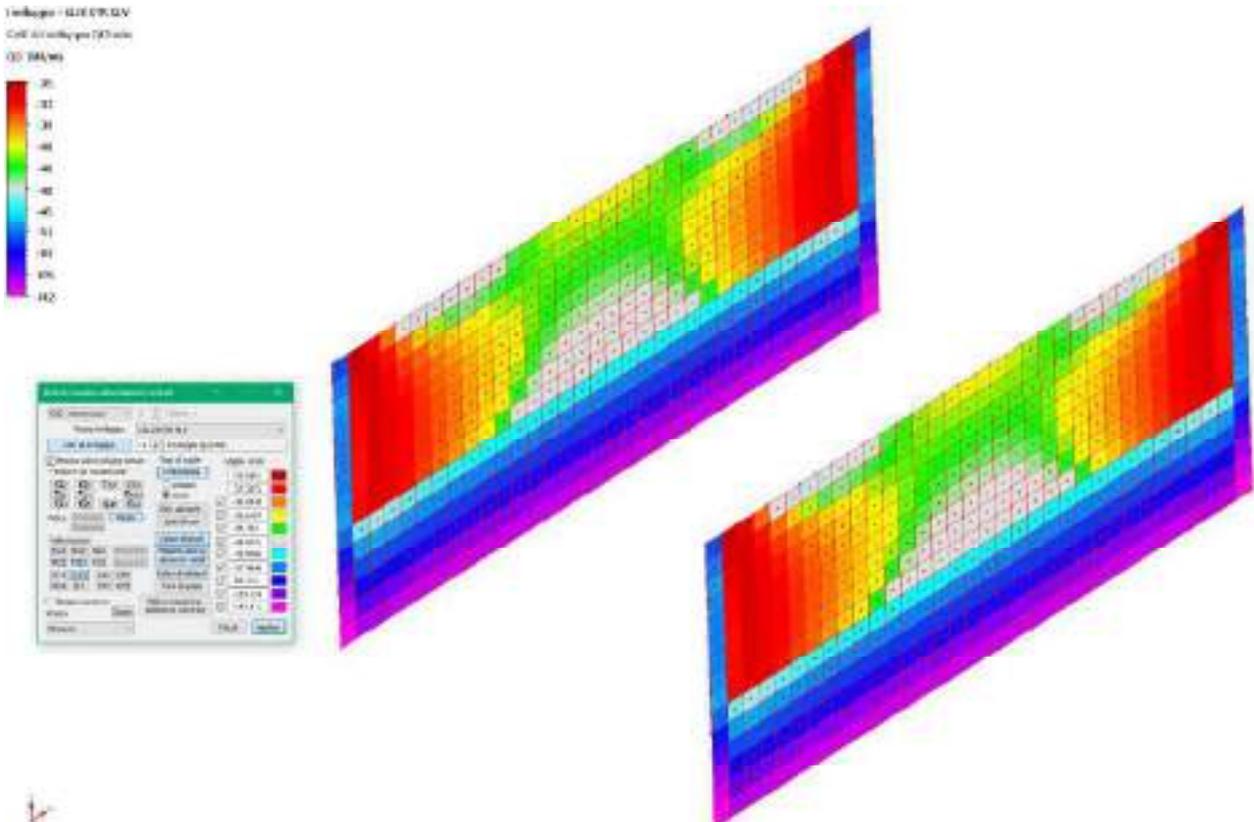
Si riportano le sollecitazioni massime agenti:





Sia superiormente che inferiormente alla parete verranno inserite staffe $\phi 12/20''$ lungo tutta l'estensione della struttura, per cui si riporta la verifica della parete non armata a taglio per il valore di taglio massimo agente trascurando tali porzioni, pari a:

$$V_{sd} = 142 \text{ kN}$$



Si valuta ora il taglio resistente V_{Rd} di una sezione tipo della parete verticale, non armata a taglio (di larghezza 1 m) per entrambe le direzioni, tramite [4.1.23, DM2018].

VERIFICA TAGLIO SEZIONE 100X35 (PARETI)

A favore di sicurezza si considera il taglio massimo agente per 1 m lineare di sezione:

Si considera $N_{sd} = 0$ a favore di sicurezza.

Verifiche ELU per TAGLIO		
Taglio V_{sd}	142	kN
Azione assiale N_{sd}	0	kN
CLS R_{yk}	40	N/mm ²
CLS f_{yk}	32	N/mm ²
CLS g_{1m}	1.5	
CLS f_{td}	18.13	N/mm ²
CLS $f_{ct,eq}$	1.735	N/mm ²
ACC. f_{yk}	450	N/mm ²
ACC. g_{1m}	1.55	
ACC. f_{td}	391.3	N/mm ²
Base b_w	100	cm
Altezza utile d	30.00	cm
Arm. L. eq. $A_{s,eq}$	10.80	cm ²
Coprisferzo	5.00	cm
Inclinazione staffe	60	gradi
Inclinazione biella	21.80	gradi
Inclinazione biella (eq.)	2.50	
Inclinazione biella	21.80	gradi
Area staffe A_{sw}	0.00	cm ²
Passo staffe	0.00	cm
ρ_{yk}	0.0000	N/mm ²
Verifica a Taglio senza staffe		
V_{Rd1}	143.95	kN
$V_{Rd1,max}$	145.42	kN
$V_{Rd1,min}$	145.42	kN

Risulta che $V_{Rd} > V_{Sd}$ (= 142 kN), pertanto la verifica è soddisfatta.

Si ricorda che sono stati trascurati i contributi delle armature di legatura integrative inserite in fase esecutiva.

Per maggiori specifiche si vedano gli elaborati strutturali allegati.

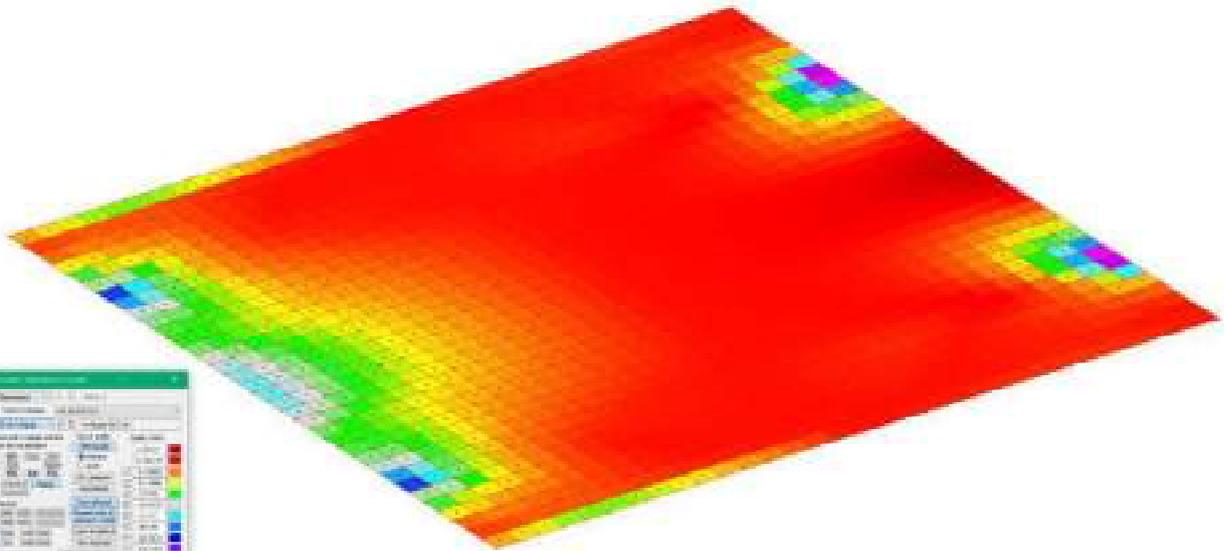
Per chiarezza si riporta il valore di resistenza a taglio della sezione armata a taglio con staffe $\phi 12/20''$ (tramite n. 4.1.27-28, DM2018):

Verifiche S.L.U per TAGLIO		
Taglio V_{Sd}	208	kN
Azione assiale N_{Sd}	0	kN
CLS R_{ct}	40	N/mm ²
CLS f_{ck}	32	N/mm ²
CLS $g_{c,r}$	1.5	
CLS f_{ctd}	14.13	N/mm ²
CLS $f_{ctm,100}$	1.735	N/mm ²
ACC. f_{yk}	430	N/mm ²
ACC. $g_{k,r}$	1.15	
ACC. f_{yk}	391.3	N/mm ²
Base b_w	100	cm
Altezza utile d	30.00	cm
Arm. Long. A_{sl}	10.00	cm ²
Copriferro	5.00	cm
Inclinazione staffe	90	gradi
Inclinazione biella	21.80	gradi
Inclinazione biella (ctg)	2.50	
Inclinazione biella	21.80	gradi
Area staffe A_{sw}	2.26	cm ²
Passo staffe	20.00	cm
ρ_{sp}	0.0000	N/mm ²
Verifica a Taglio senza staffe		
V_{Rd}	143.95	kN
$V_{Rd,min}$	145.42	kN
V_{Rd}	145.42	kN
Verifica a Taglio con staffe		
V_{Rd}	844.094	kN
V_{Rd}	298.489	kN
V_{Rd}	298.489	kN

Risulta che $V_{Rd} > V_{Sd}$, pertanto la verifica è soddisfatta.

BASAMENTO

Modello: 20230101_01
Calcolo: 20230101_01
U: Mpa



Modello: 20230101_01
Calcolo: 20230101_01
U: Mpa

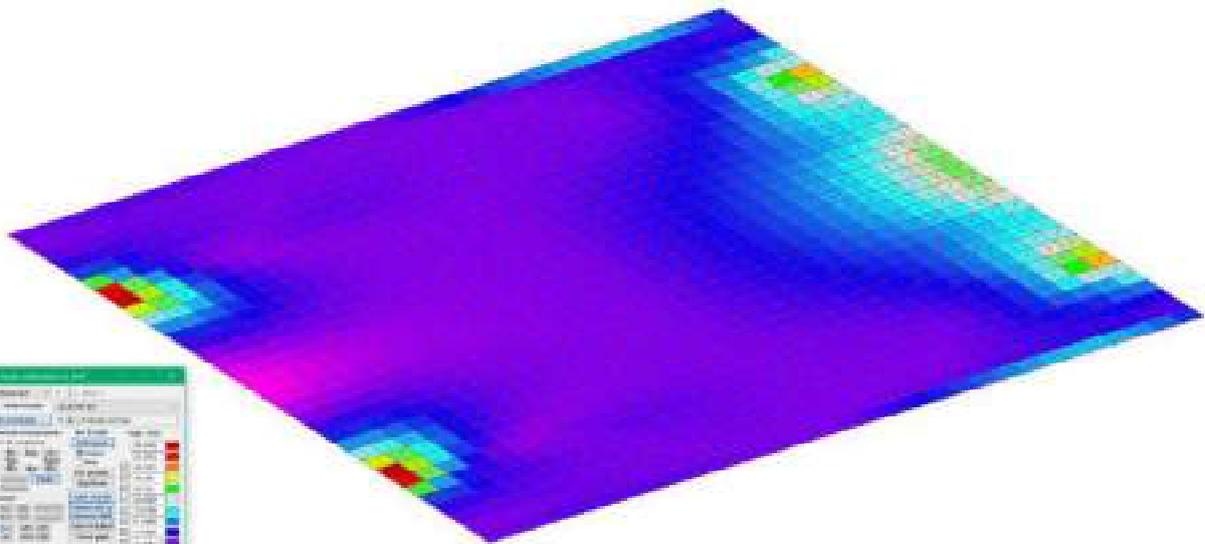
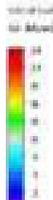


Immagine: 01_01000_01
Colori di background: 01_01000_01

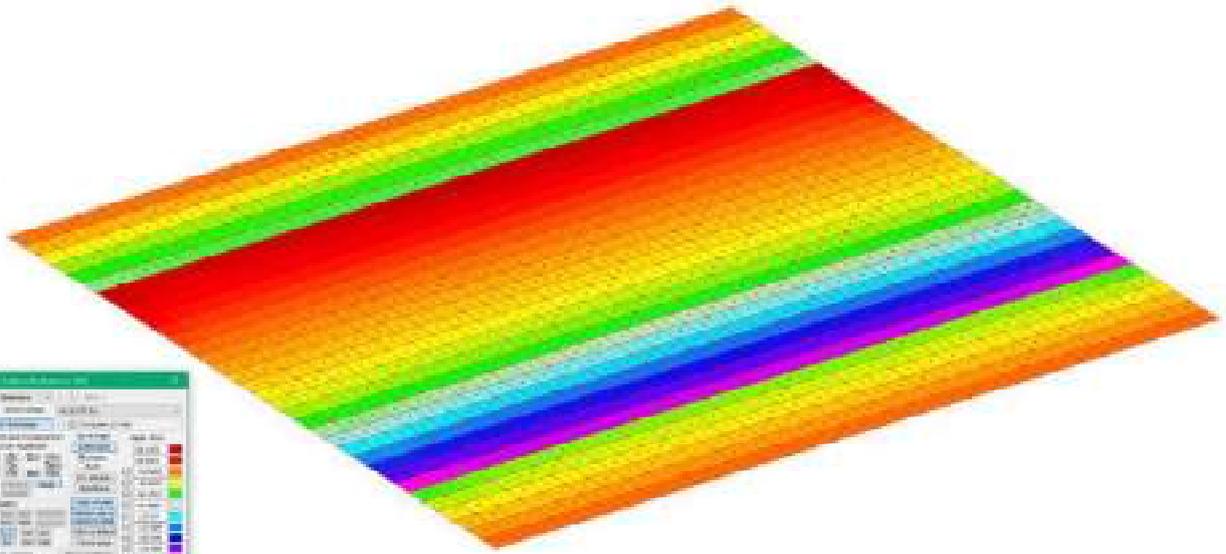
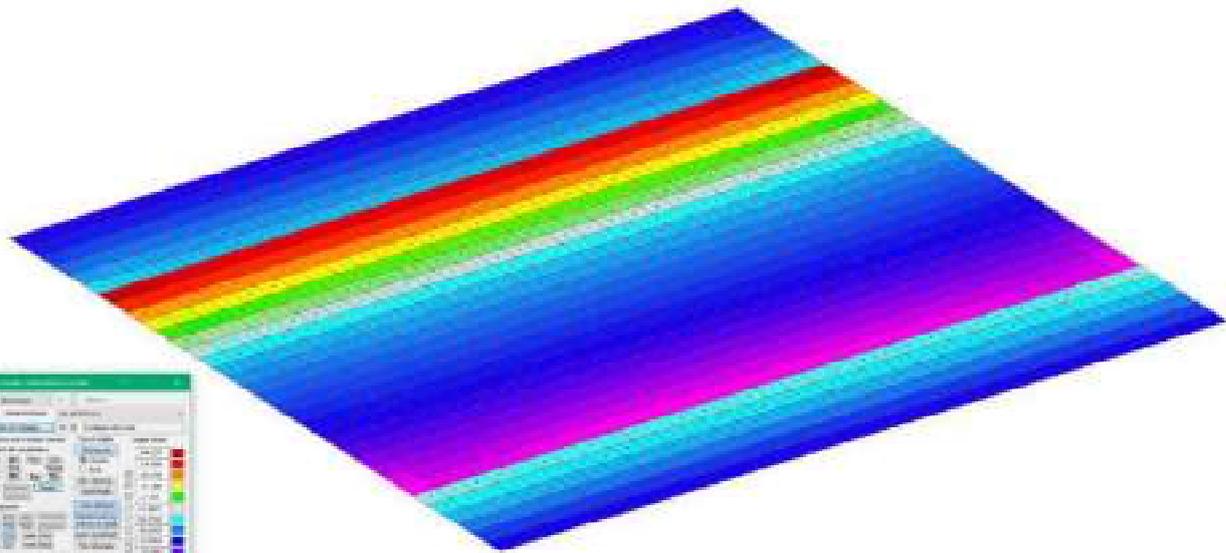
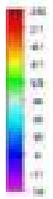


Immagine: 01_01000_02
Colori di background: 01_01000_02



VERIFICA TAGLIO SEZIONE 100X35

Analogamente al caso precedente non considerando le sezioni armate a taglio si ha che $V_{sd} = 137 \text{ kN}$

Verifiche S.L.U per TAGLIO		
Taglio V_{sd}	137	kN
Azione assiale N_{sd}	0	kN
CLS R_{ck}	40	N/mm ²
CLS f_{ck}	32	N/mm ²
CLS $g_c =$	1.5	
CLS f_{cd}	18.13	N/mm ²
CLS $f_{cd,0.05}$	1.735	N/mm ²
ACC. f_{yk}	450	N/mm ²
ACC. $g_c =$	1.15	
ACC. f_{yd}	391.3	N/mm ²
Base b_w	100	cm
Altezza utile d	30.00	cm
Arm. Long. A_{sl}	10.00	cm ²
Copriferro	5.00	cm
Inclinazione staffe	90	gradi
Inclinazione biella	21.80	gradi
Inclinazione biella (ctg)	2.50	
Inclinazione biella	21.80	gradi
Area staffe A_{sw}	0.00	cm ²
Passo staffe	0.00	cm
ϵ_{sp}	0.0000	N/mm ²
Verifica a Taglio senza staffe		
V_{Rd}	143.95	kN
$V_{Rd,min}$	145.42	kN
V_{Rd}	145.42	kN

Risulta che $V_{Rd} > V_{sd}$, pertanto la verifica è soddisfatta.

Per maggiori specifiche si vedano gli elaborati strutturali allegati.

Per chiarezza si riporta il valore di resistenza a taglio della sezione armata a taglio con staffe $\phi 12/20''$ (tramite n. 4.1.27-28, DM2018):

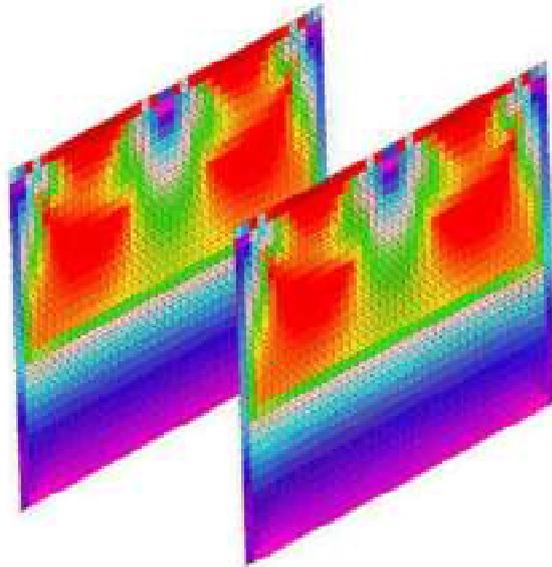
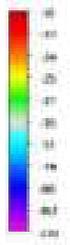
Verifiche SLU per TAGLIO		
Taglio V_{sd}	246	kN
Azione assiale N_{sd}	0	kN
CLS R_{ck}	40	N/mm ²
CLS f_{ck}	32	N/mm ²
CLS $g_c =$	1.5	
CLS f_{cd}	18.13	N/mm ²
CLS $f_{cd 0,05}$	1.735	N/mm ²
ACC. f_{yk}	450	N/mm ²
ACC. $g_c =$	1.15	
ACC. f_{yd}	391.3	N/mm ²
Base b_w	100	cm
Altezza utile d	30.00	cm
Arm. Long. A_{sl}	10.00	cm ²
Copriferro	5.00	cm
Inclinazione staffe	90	gradi
Inclinazione biella	21.80	gradi
Inclinazione biella (ctg)	2.50	
Inclinazione biella	21.80	gradi
Area staffe A_{sw}	2.26	cm ²
Passo staffe	20.00	cm
$\xi_{c,p}$	0.0000	N/mm ²
Verifica a Taglio senza staffe		
V_{Rd}	143.95	kN
$V_{Rd,min}$	145.42	kN
V_{Rd}	145.42	kN
Verifica a Taglio con staffe		
V_{Rd}	844.094	kN
V_{Rd}	298.489	kN
V_{Rd}	298.489	kN

Risulta che $V_{Rd} > V_{sd}$, pertanto la verifica è soddisfatta.

Modello - 01.01.2014

V.C.C. di Matriglio (01) m

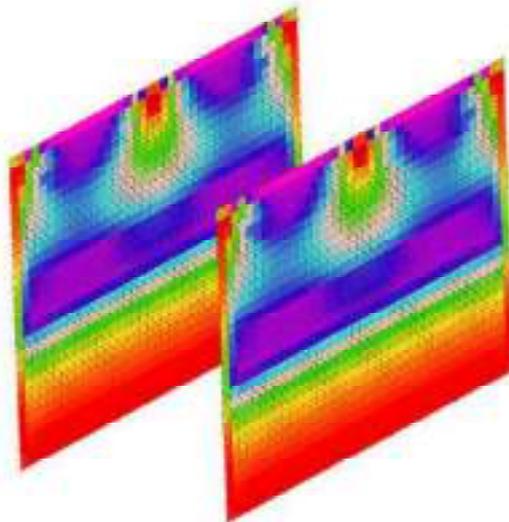
Q (kN/m)



Modello - 01.01.2014

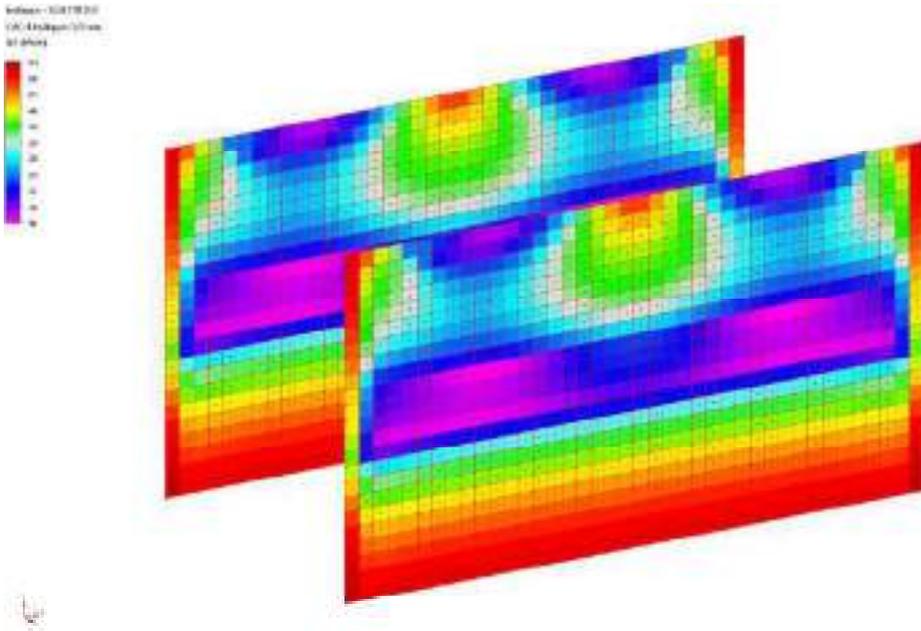
V.C.C. di Matriglio (01) m

Q (kN/m)



Sia superiormente che inferiormente alla parete verranno inserite staffe $\phi 12/20''$ lungo tutta l'estensione della struttura, per cui si riporta la verifica della parete non armata a taglio per il valore di taglio massimo agente trascurando tali porzioni, pari a:

$$V_{sd} = 134 \text{ kN}$$



Si valuta ora il taglio resistente V_{Rd} di una sezione tipo della parete verticale, non armata a taglio (di larghezza 1 m) per entrambe le direzioni, tramite [4.1.23, DM2018].

VERIFICA TAGLIO SEZIONE 100X35 (PARETI)

A favore di sicurezza si considera il taglio massimo agente per 1 m lineare di sezione:

Si considera $N_{sd} = 0$ a favore di sicurezza.

Verifica S.L.U per TAGLIO		
Taglio V_{sd}	134	kN
Azienda assiale N_{sd}	0	kN
CLS R_{ct}	40	N/mm ²
CLS f_{ct}	32	N/mm ²
CLS g_{cm}	1.5	
CLS f_{ct}	14.13	N/mm ²
CLS $f_{ct,crack}$	1.715	N/mm ²
ACC. f_{ct}	430	N/mm ²
ACC. g_{cm}	1.12	
ACC. f_{ct}	391.3	N/mm ²
Base b_w	100	cm
Altezza utile d	30.00	cm
Arm. Long. A_s	10.00	cm ²
Coprifino	3.00	cm
Inclinazione staffe	90	grad
Inclinazione biella	21.80	grad
Inclinazione biella (cp)	2.30	
Inclinazione biella	21.80	grad
Area staffe A_{sw}	0.00	cm ²
Passo staffe	0.00	cm
λ_p	0.0000	N/mm ²
Verifica a Taglio senza staffe		
V_{Rd}	143.95	kN
$V_{Rd,max}$	145.42	kN
$V_{Rd,min}$	145.42	kN

Risulta che $V_{Rd} > V_{sd}$ (= 134 kN), pertanto la verifica è soddisfatta.

Si ricorda che sono stati trascurati i contributi delle armature di legatura integrative inserite in fase esecutiva.

Per maggiori specifiche si vedano gli elaborati strutturali allegati.

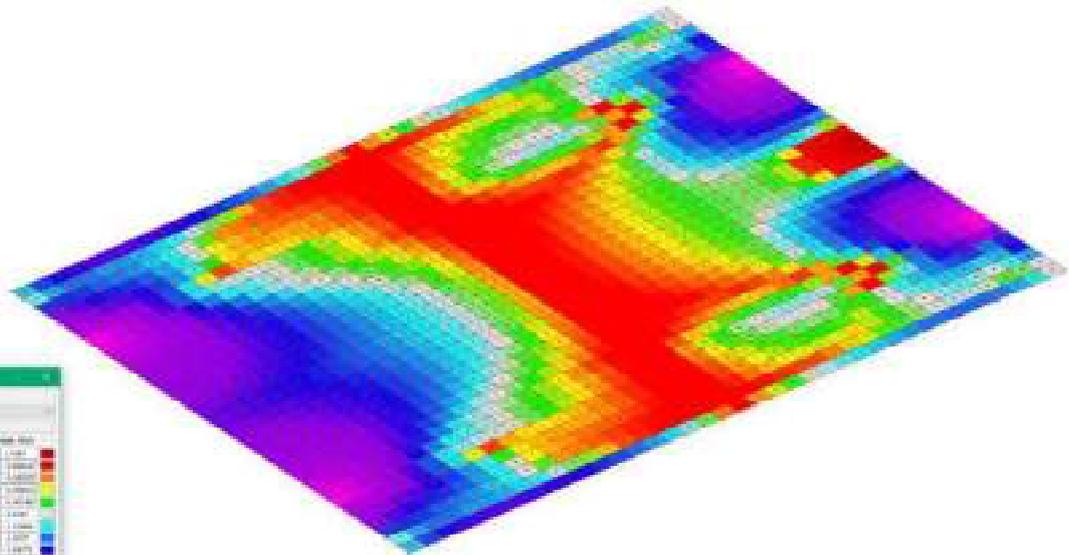
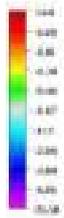
Per chiarezza si riporta il valore di resistenza a taglio della sezione armata a taglio con staffe $\phi 12/20''$ (tramite n. 4.1.27-28, DM2018), considerando la V_{sd} massima agente come se agisse su 1 m lineare di sezione a favore di sicurezza:

Verifiche S.L.U per TAGLIO		
Taglio V_{sd}	235	kN
Azione assiale N_{sd}	0	kN
CLS R_{ck}	40	N/mm ²
CLS f_{ck}	32	N/mm ²
CLS $g_c =$	1.5	
CLS f_{cd}	18.13	N/mm ²
CLS $f_{cd,0.05}$	1.735	N/mm ²
ACC. f_{yk}	450	N/mm ²
ACC. $g_c =$	1.15	
ACC. f_{yd}	391.3	N/mm ²
Base b_w	100	cm
Altezza utile d	30.00	cm
Arm. Long. A_{sl}	10.00	cm ²
Copriferro	5.00	cm
Inclinazione staffe	90	gradi
Inclinazione biella	21.80	gradi
Inclinazione biella (ctg)	2.50	
Inclinazione biella	21.80	gradi
Area staffe A_{sw}	2.26	cm ²
Passo staffe	20.00	cm
s_{cp}	0.0000	N/mm ²
Verifica a Taglio senza staffe		
V_{Rd}	143.95	kN
$V_{Rd,min}$	145.42	kN
V_{Rd}	145.42	kN
Verifica a Taglio con staffe		
V_{Rd}	844.094	kN
V_{Rd}	298.489	kN
V_{Rd}	298.489	kN

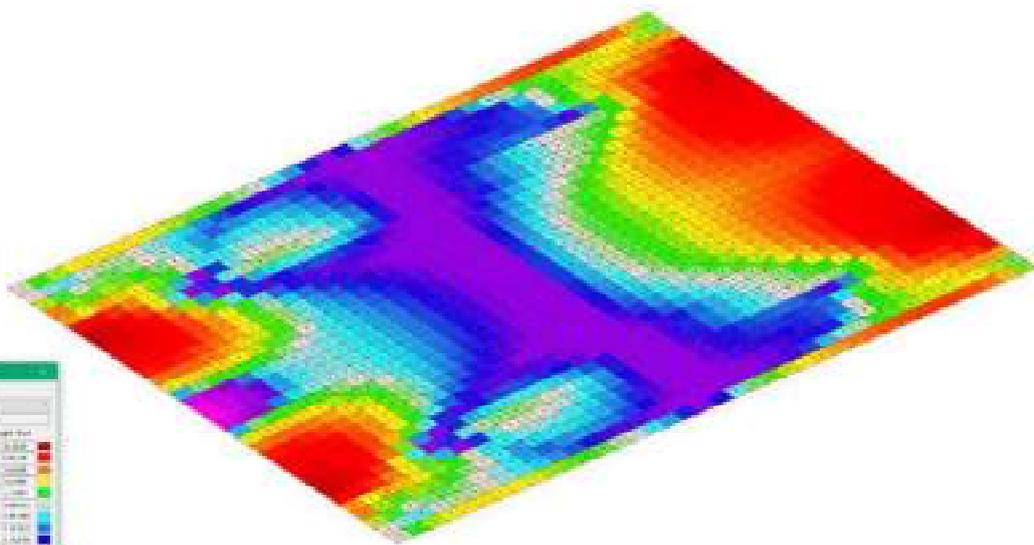
Risulta che $V_{Rd} > V_{sd}$, pertanto la verifica è soddisfatta.

BASAMENTO

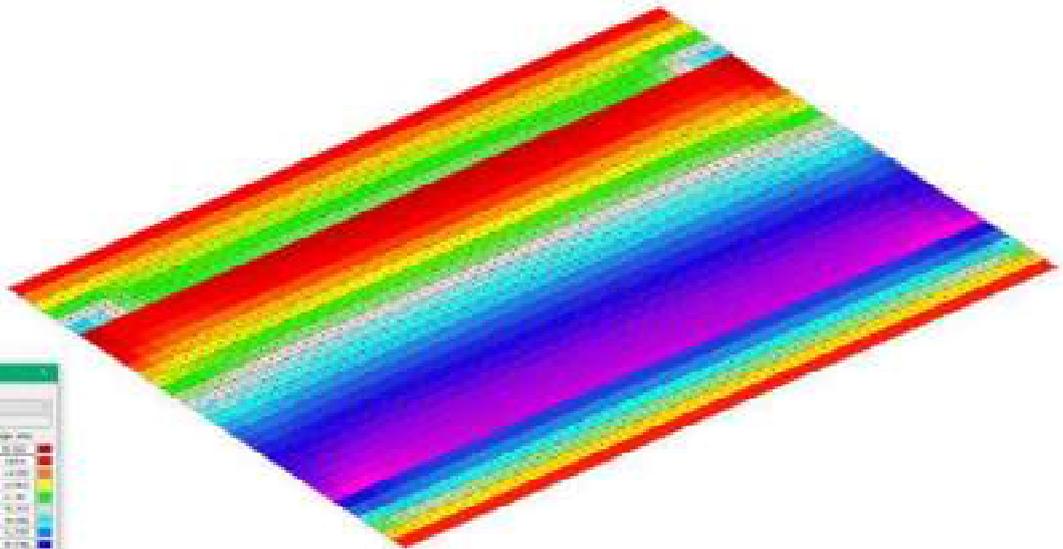
Modello: 15.01.01.001
 CMC 48 (in base) 500 cm
 15.01.001



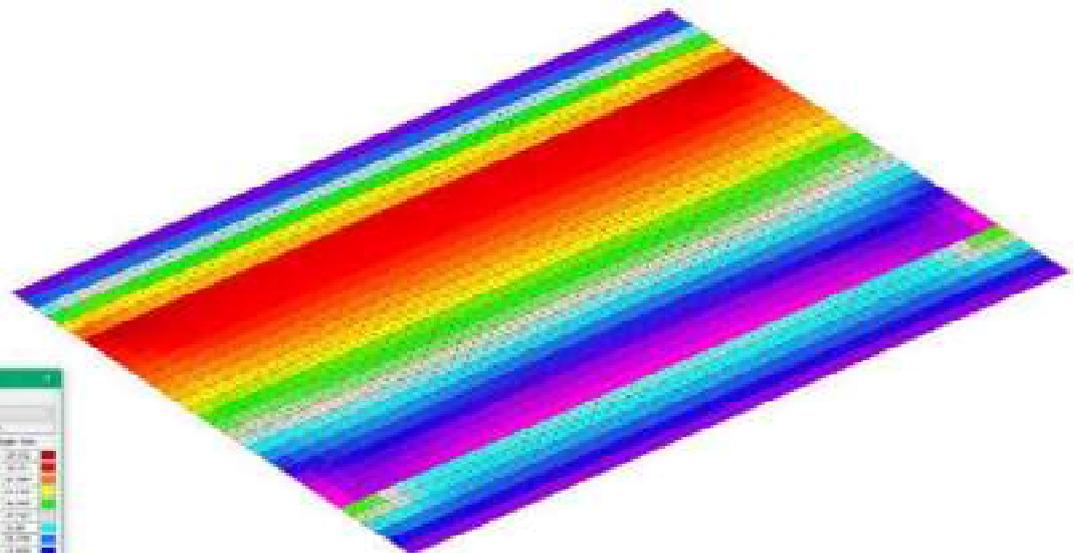
Modello: 15.01.01.001
 CMC 48 (in base) 500 cm
 15.01.001



Indagine - 15/01/2018 (1/2)
CSP di Indagine (1/2) mm
CSP (1/2) mm



Indagine - 15/01/2018 (1/2)
CSP di Indagine (1/2) mm
CSP (1/2) mm



VERIFICA TAGLIO SEZIONE 100X35

Nel caso in esame si ha che $V_{sd} = 137 \text{ kN}$

Verifiche SLU per TAGLIO		
Taglio V_{sd}	137	kN
Azione assiale N_{sd}	0	kN
CLS R_{ck}	40	N/mm ²
CLS f_{ck}	32	N/mm ²
CLS $g_c =$	1.5	
CLS f_{cd}	18.13	N/mm ²
CLS $f_{cd,0.05}$	1.735	N/mm ²
ACC. f_{yk}	450	N/mm ²
ACC. $g_c =$	1.15	
ACC. f_{yd}	391.3	N/mm ²
Base b_w	100	cm
Altezza utile d	30.00	cm
Arm. Long. A_{sl}	10.00	cm ²
Copriferro	5.00	cm
Inclinazione staffe	90	gradi
Inclinazione biella	21.80	gradi
Inclinazione biella (ctg)	2.50	
Inclinazione biella	21.80	gradi
Area staffe A_{sw}	0.00	cm ²
Passo staffe	0.00	cm
s_{cp}	0.0000	N/mm ²
Verifica a Taglio senza staffe		
V_{Rd}	143.95	kN
$V_{Rd,min}$	145.42	kN
V_{Rd}	145.42	kN

Risulta che $V_{Rd} > V_{sd}$, pertanto la verifica è soddisfatta.

Non vengono quindi aggiunte armature a taglio specifiche per la soletta in esame.

Si ricorda che le verifiche sono condotte a favore di sicurezza considerando agente per 1 m lineare di sezione l'azione massima agente che risulta invece concentrata.

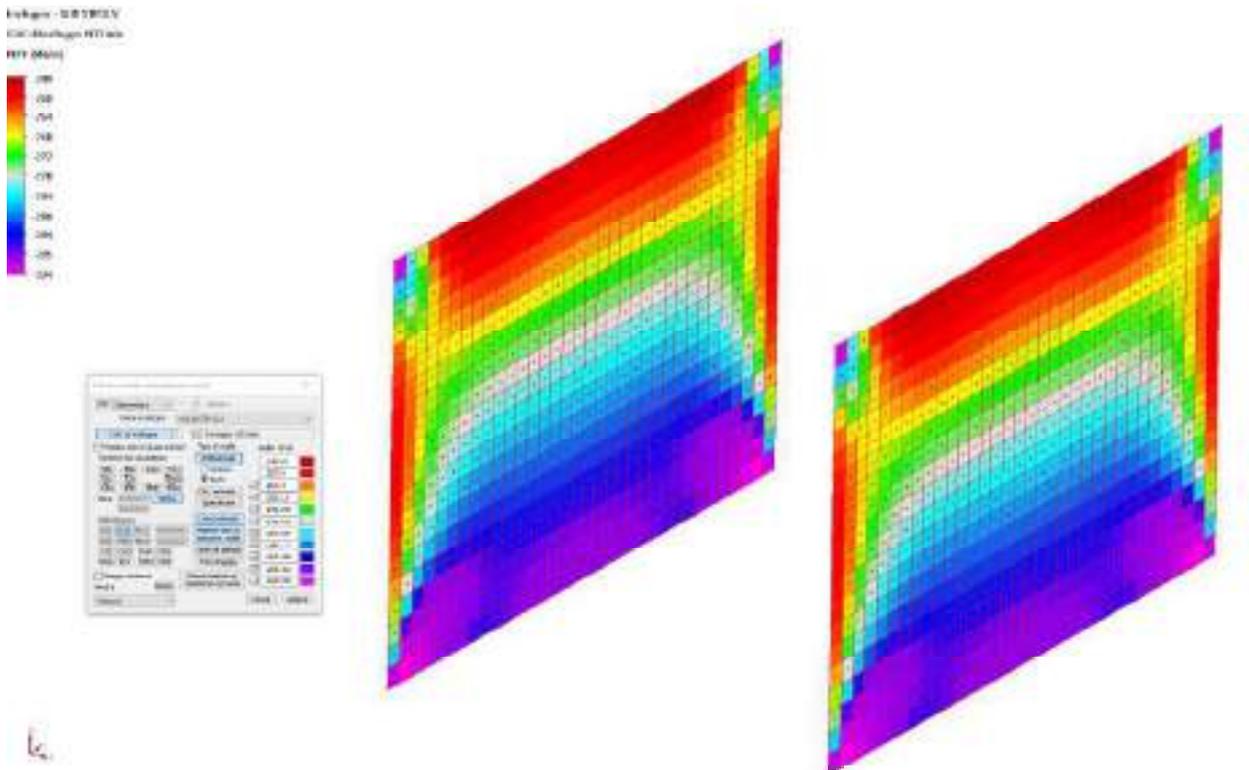
Per maggiori specifiche si vedano gli elaborati strutturali allegati.

2.1.4 LIMITAZIONE COMPRESSIONE MASSIMA

Pur progettando una struttura non dissipativa, si ritiene utile verificare in via cautelativa che la domanda in sforzo normale a compressione nelle pareti non ecceda il 40% della capacità massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo per tutte le combinazioni considerate.

$$v = N_{edmax}/N_{Rd} < 0.4$$

Si mostrano le sollecitazioni di compressione massima estrapolate dal modello di calcolo relativo alla sezione A, maggiormente gravoso:



In via cautelativa si considera l'azione di compressione massima agente per 1 m lineare di parete:

$$N_{edmax} = 324 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = f_{cd} \times A_c = 6346 \text{ kN}$$

$$v = 0.05 < 0.4$$

VERIFICATO

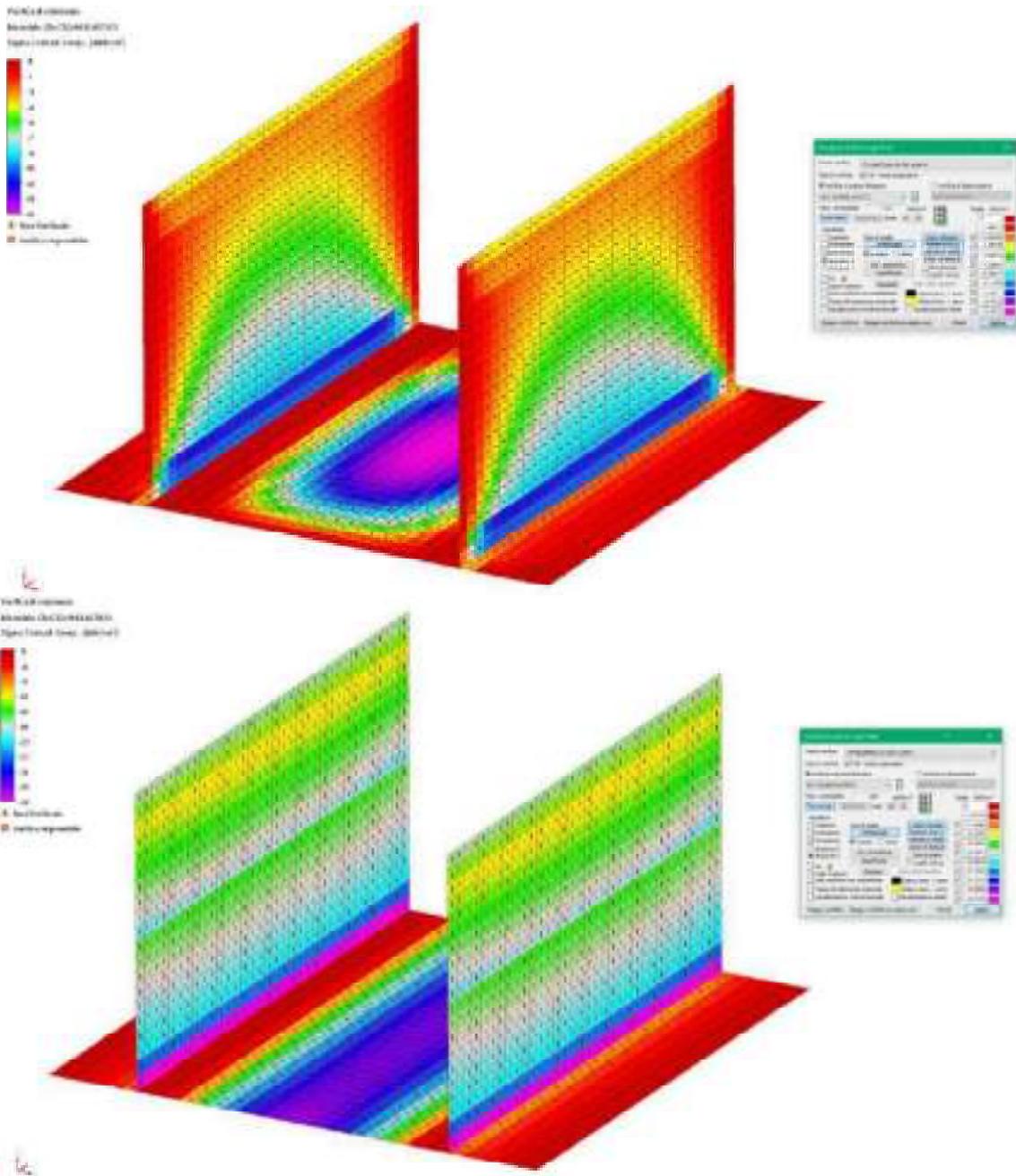
2.2 VERIFICHE SLE

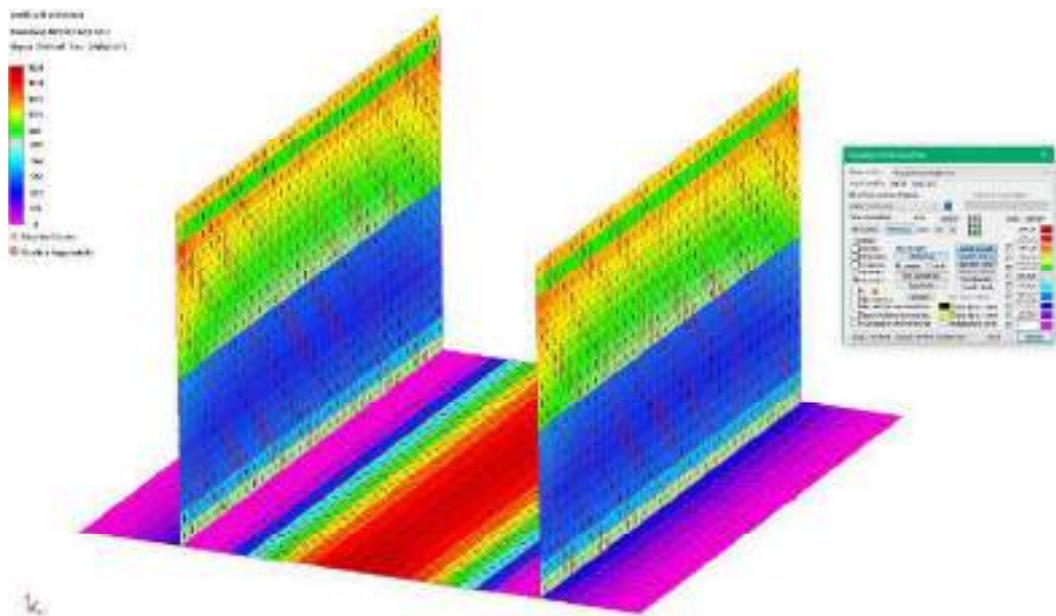
2.2.1 LIMITAZIONE TENSIONI IN ESERCIZIO

Si riportano per completezza le verifiche SLE più gravose valutate rispetto a intradosso/estradosso e direzione 2 o 3 dell'armatura.

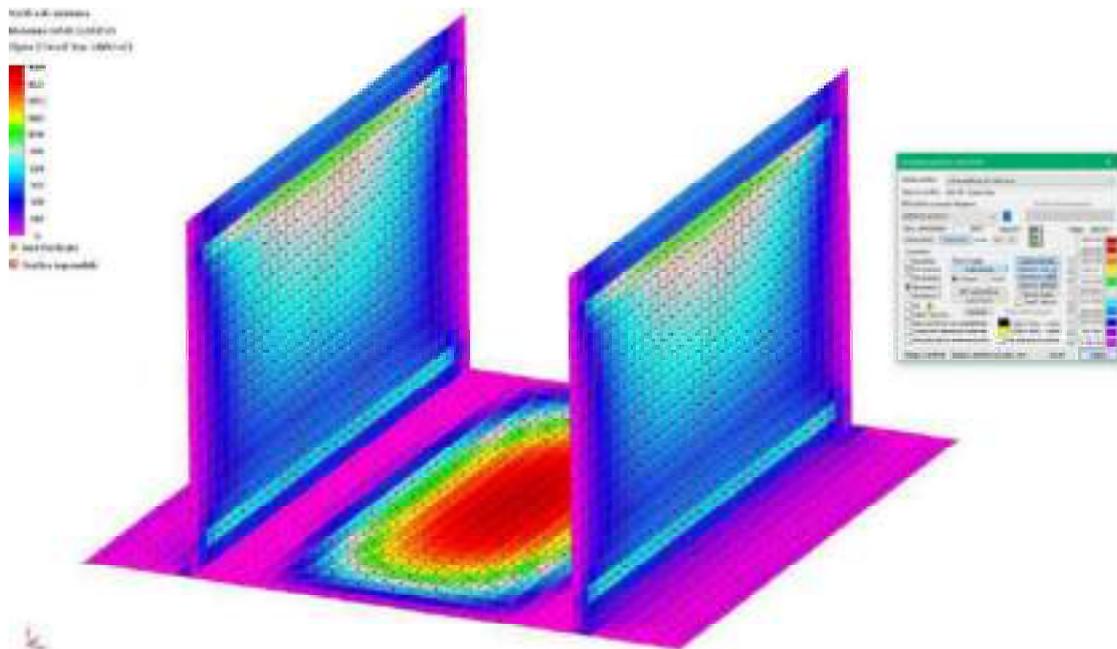
Per la tensione sul calcestruzzo si riportano le verifiche in combinazione quasi permanente, per le tensioni sull'acciaio le verifiche in combinazione rara.

SEZIONE A-A





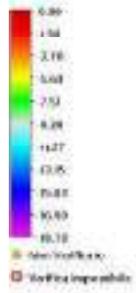
k



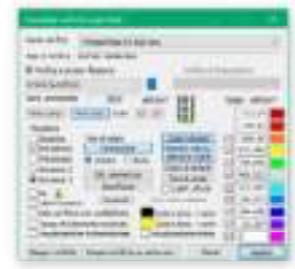
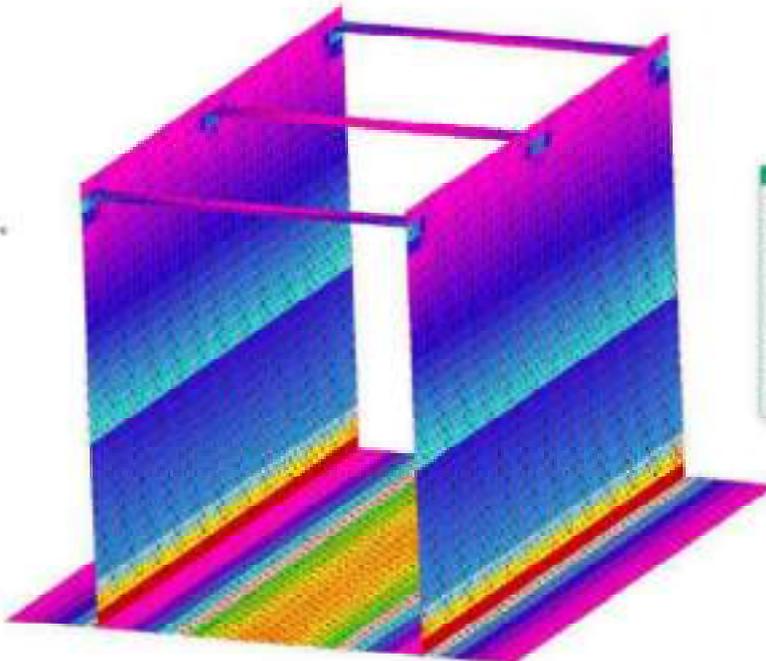
k

SEZIONE C-C

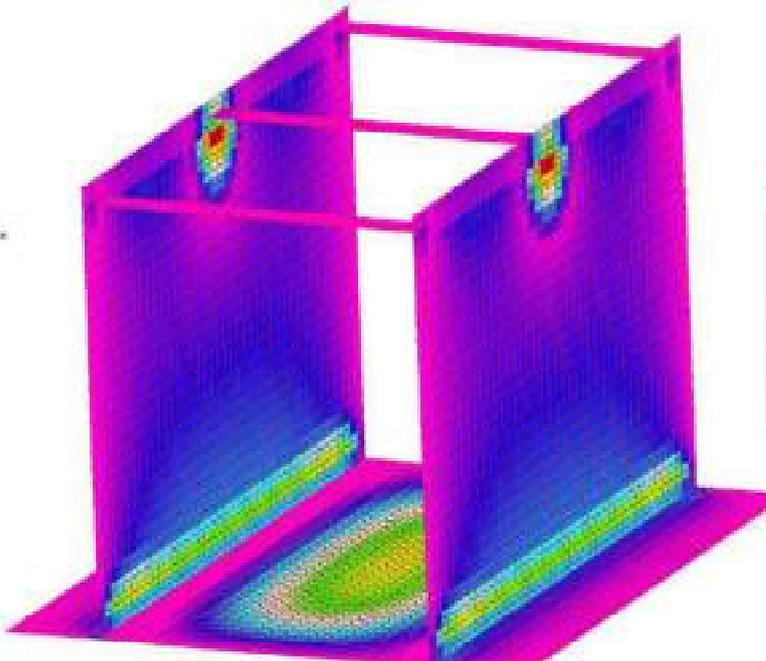
Valore di resistenza
 Metodo: (1) C20/20 (140110)
 Superf. Totale A_{comp}: (440000)



Valore di tensione
 Membrane (M20C) (N/mm²)
 Signo (+) tirante, (-) comprim.

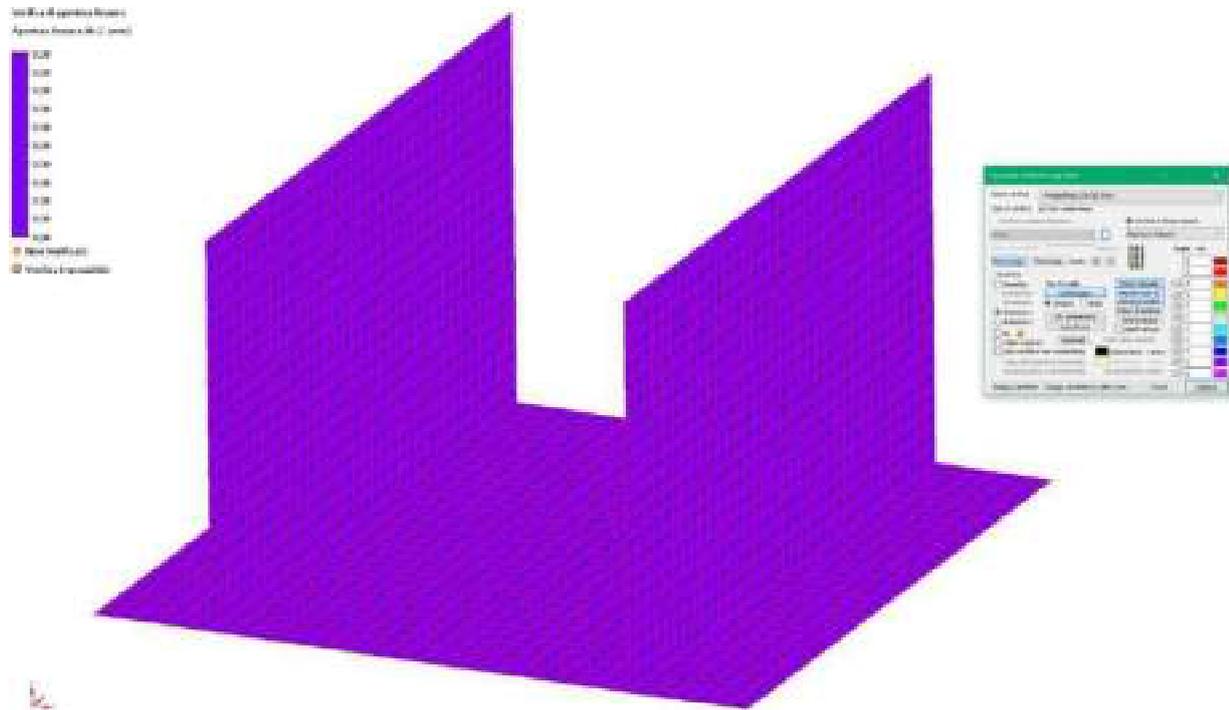


Valore di tensione
 Membrane (M20C) (N/mm²)
 Signo (+) tirante, (-) comprim.

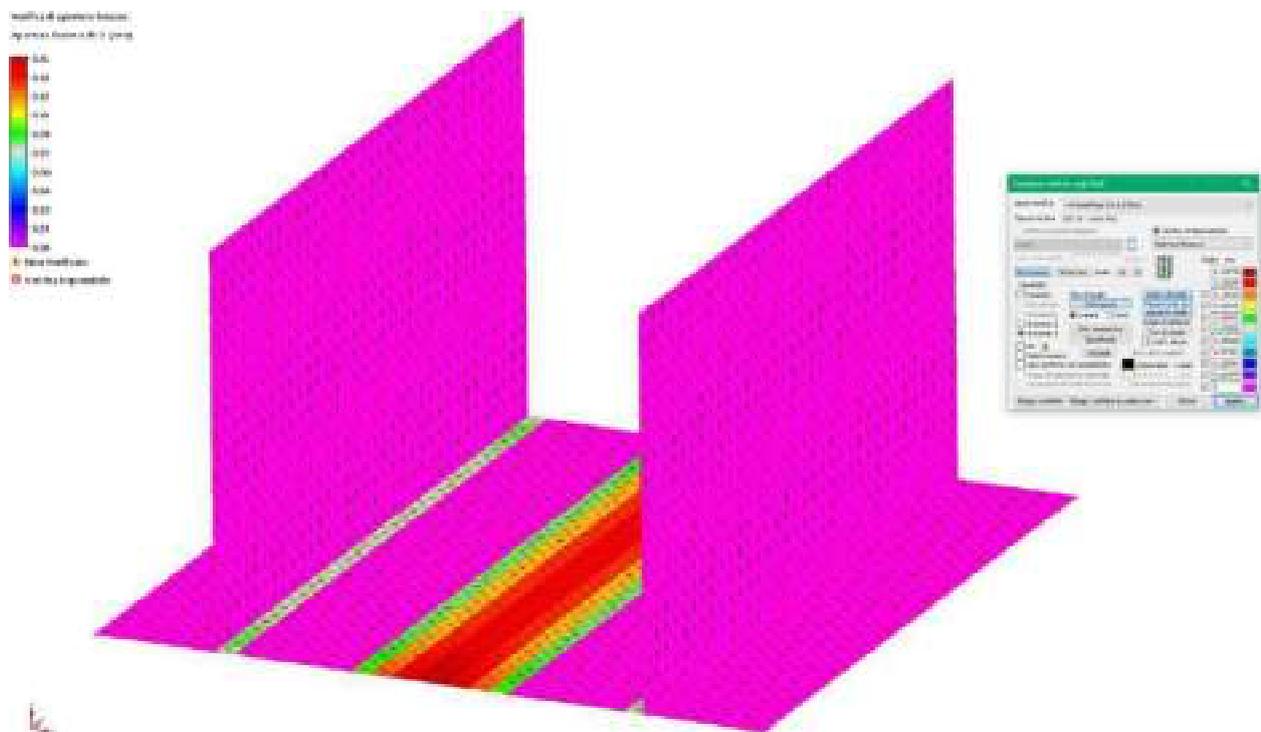


2.2.2 FESSURAZIONE

Si riportano le verifiche SLE più gravose valutate rispetto a intradosso/estradosso e direzione 2 o 3 dell'armatura.



Fessurazioni direzione 2 – sezione A



Fessurazioni direzione 3 – sezione A

2.2.3 VERIFICA SLO (RIG)

In accordo al capitolo al cap. 7.1 e 3.2.1 delle NTC 2018, le verifiche in presenza di azioni sismiche per le strutture principali oggetto di analisi si conducono assicurando le verifiche SLO per gli stati limite di esercizio.

Nello specifico per quanto già riportato nei paragrafi precedenti e in accordo al par. 7.3.6 delle NTC, in considerazione della classe d'uso = III, le verifiche devono essere condotte in termini di rigidezza per gli SLO.

Tab. 7.3.III - Stati limite di elementi strutturali, probatori, elementi non strutturali e fissanti

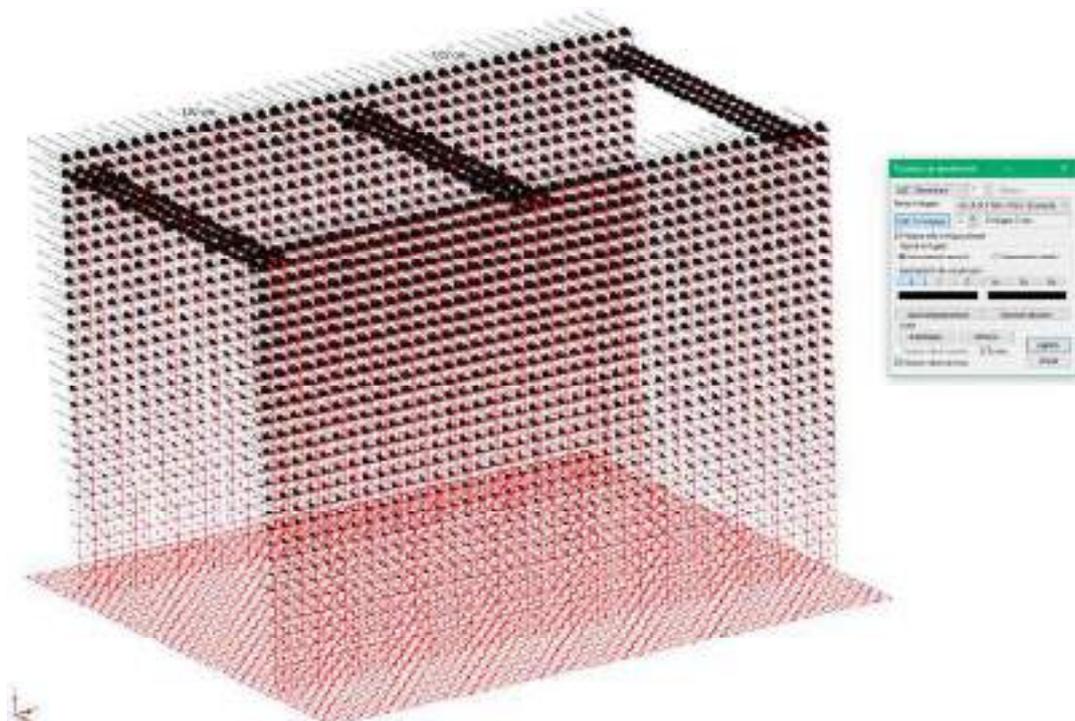
STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM ^(*)
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLO	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT ^(**)			DUT ^(**)		

^(*) Per le serie CU III e IV, nella categoria probatori ricadono anche gli anodi fissi.
^(**) Nei casi esplicitamente indicati dalla presente norma.

Poiché nel caso in esame l'azione sismica è modellata tramite azioni pseudo-statiche si ritiene maggiormente cautelativo riportare lo spostamento massimo orizzontale derivante dall'analisi, che risulta essere 1.02 cm:

$\Delta X = 1.02 \text{ cm}; L = 555 \text{ cm}$

$\frac{1}{\frac{L}{DZ}} = 1/(530) < 1/300$ rif. 7.3.6. 1 NTC



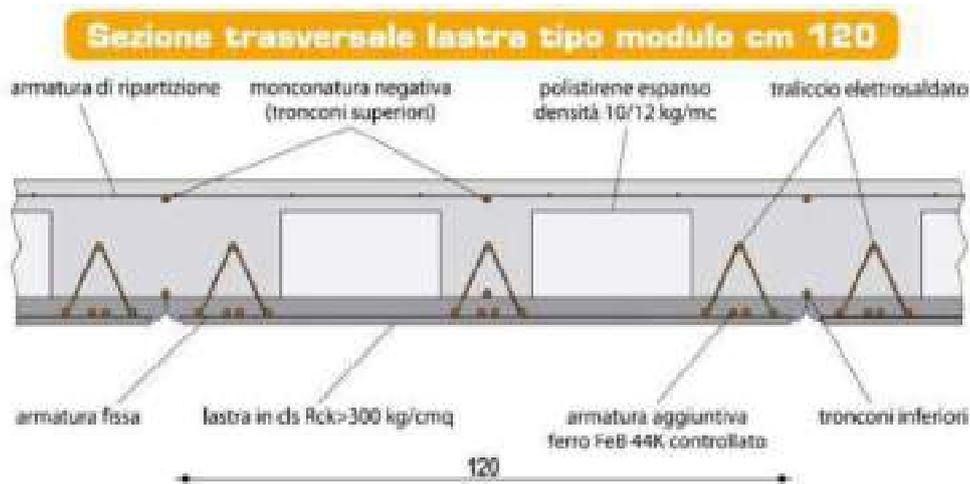
Si ritengono quindi soddisfatte le verifiche SLO in termini di rigidezza.

2.3 VERIFICA SOLAIO IN LASTRE PREDALLES

Come precedentemente riportato, nel modello di calcolo corrispondente alla sezione A viene modellato il solaio di chiusura superiore tramite elementi shell di spessore equivalente alla rigidezza del solaio reale, e su esso vengono applicati i carichi di pressione equivalenti alle azioni agenti, al fine di analizzare correttamente la sottostruttura.

Si procede ora ad eseguire le verifiche strutturali allo SLE ed SLU del solaio in lastre predalles.

Si ipotizzano lastre avranno che coprono una luce 400 cm con interasse pari a 120 cm.



Chiaramente la progettazione delle lastre prefabbricate e solai, a seguito del controllo strutturale specialistico dei progettisti specifici, potranno subire variazioni minime in termini di peso o di armature di corredo e/o aggiuntive.

Per completezza rispetto a quanto dettato dalle NTC2018, si riporta la verifica completa delle suddette.

La lastra predalle è un pannello prefabbricato per solai, costituito da tralicci in acciaio annegati in una soletta di calcestruzzo armato e vibrato, opportunamente distanziati tra loro tramite l'interposizione di elementi di alleggerimento in polistirene espanso

Le lastre tralicciate sono indicate anche per autorimesse, ponti e canali. Sono particolarmente convenienti in tutti i casi in cui il loro intradosso rifinito da cassero può essere lasciato senza intonaco. Il traliccio assicura una perfetta cucitura col successivo getto di calcestruzzo superiore e sistemi di maturazione forzata e mezzi di trasporto propri assicurano rapidità nella realizzazione e nella consegna del prodotto.

Si ipotizza una tipologia di solaio di altezza complessiva 45 cm, con 5 cm di soletta e 34 cm di polistirolo. Si esegue il calcolo considerando a favore di sicurezza i 6 cm di altezza di cappa superiore, nonostante in fase esecutiva lo spessore della soletta superiore potrebbe essere maggiorato, a seguito di calcoli specialistici.

Poiché l'intera struttura è realizzata in c.c.a C32/40 si ipotizza lo stesso tipo di calcestruzzo per il solaio in esame.

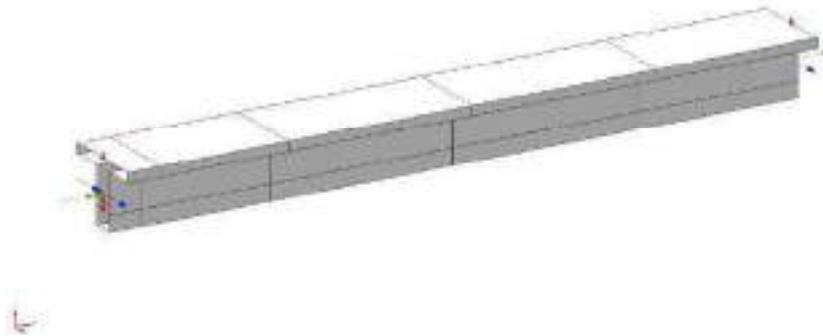
Si considerano quindi i carichi maggiormente gravosi relativi a:

CORSIA 1 [par. 5.1.3.3 delle NTC]

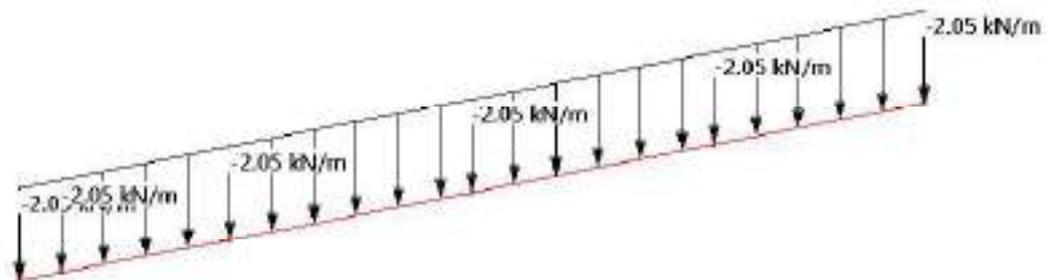
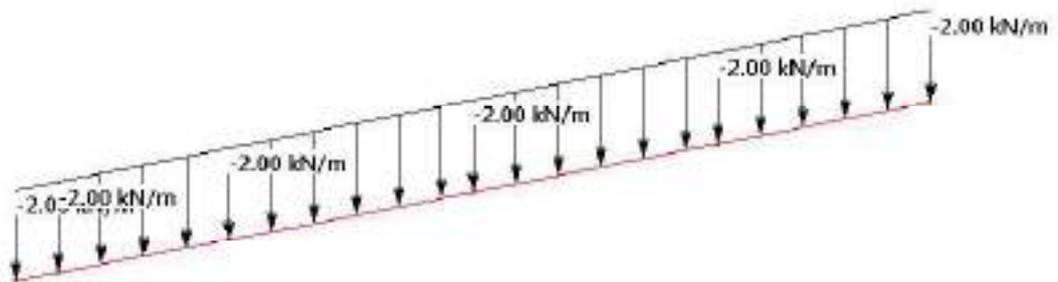
$Q_{1k} = 150 \text{ kN}$ concentrati a distanza 2.30 m nelle posizioni che massimizzano le sollecitazioni

$q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$ distribuiti sul travetto per la sua larghezza di influenza pari a 0.54 m

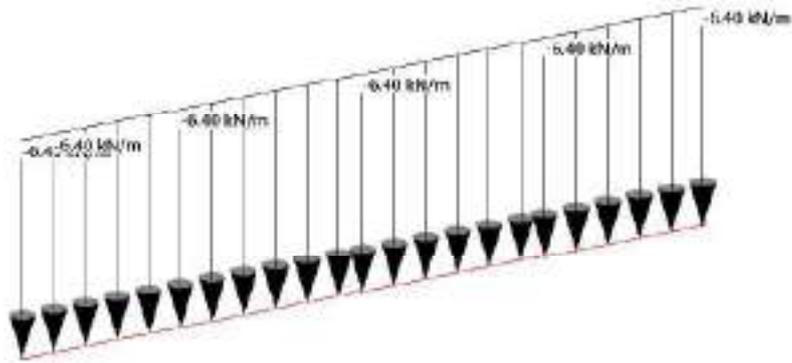
$G_2 = 12 \text{ kN/m}^2$ distribuiti sul travetto per la sua larghezza di influenza pari a 0.54 m



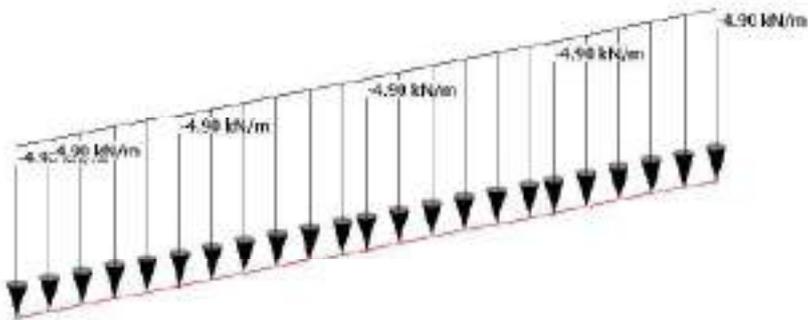
Modello travetto



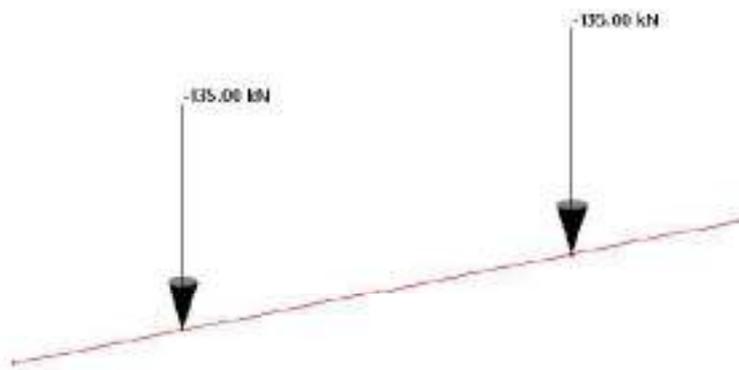
Peso proprio + incremento lastra



G2



qk

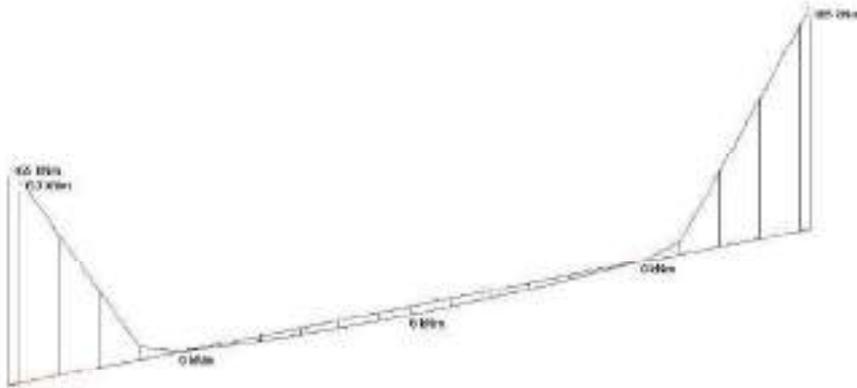


Q1k

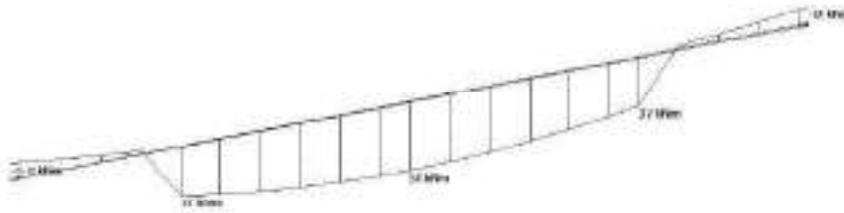
Si considera $Q1k = 135 \text{ kN}$ e non 150 kN in quanto si applica un coefficiente di sicurezza pari a 1.5 invece di $\gamma_Q = 1.35$ come da tab. 5.1.V delle NTC.

VERIFICHE SLU

Le massime sollecitazioni M13 min e M13 max risultano:



M13 min = 165 kNm



M13 max = 51 kNm

Si verificano quindi le due sezioni, considerando che nella prima porzione di travetto per una lunghezza di circa 50 cm, si progetta una sezione piena in cls, togliendo la prima porzione di alleggerimento in polistirolo, per far fronte alle azioni di taglio e momento massimo.

Si rimanda ai dettagli esecutivi per specifiche in merito.

Sezione M+ max

Con aggiunta di 2 $\phi 22$

Software interface showing design parameters for a reinforced concrete section. The design moment is $M_{ed} = 105.2$ kNm and the design shear force is $V_{ed} = 3.156$ kN. The section is a rectangular beam with width $b = 34$ cm and effective depth $d = 37$ cm. The design is based on concrete strength $f_{cd} = 12.25$ N/mm² and steel yield strength $f_{yk} = 235$ N/mm². The required reinforcement area is $A_{s,req} = 3.156$ cm², which is satisfied by 2 $\phi 22$ bars.

$$M_{ed} = 51 \text{ kNm} < M_{rd} = 105 \text{ kNm}$$

Sezione M- min

Con 3 $\phi 22$ + rete ϕ 8/15

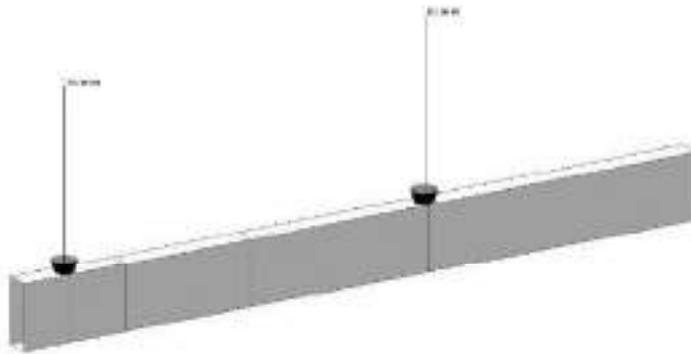
Software interface showing design parameters for a reinforced concrete section. The design moment is $M_{ed} = 162.5$ kNm and the design shear force is $V_{ed} = 4.439$ kN. The section is a rectangular beam with width $b = 34$ cm and effective depth $d = 37$ cm. The design is based on concrete strength $f_{cd} = 12.25$ N/mm² and steel yield strength $f_{yk} = 235$ N/mm². The required reinforcement area is $A_{s,req} = 4.439$ cm², which is satisfied by 3 $\phi 22$ bars plus a distribution network of $\phi 8/15$.

$$M_{ed} = 165 \text{ kNm} < M_{rd} = 182 \text{ kNm}$$

Verifiche a taglio

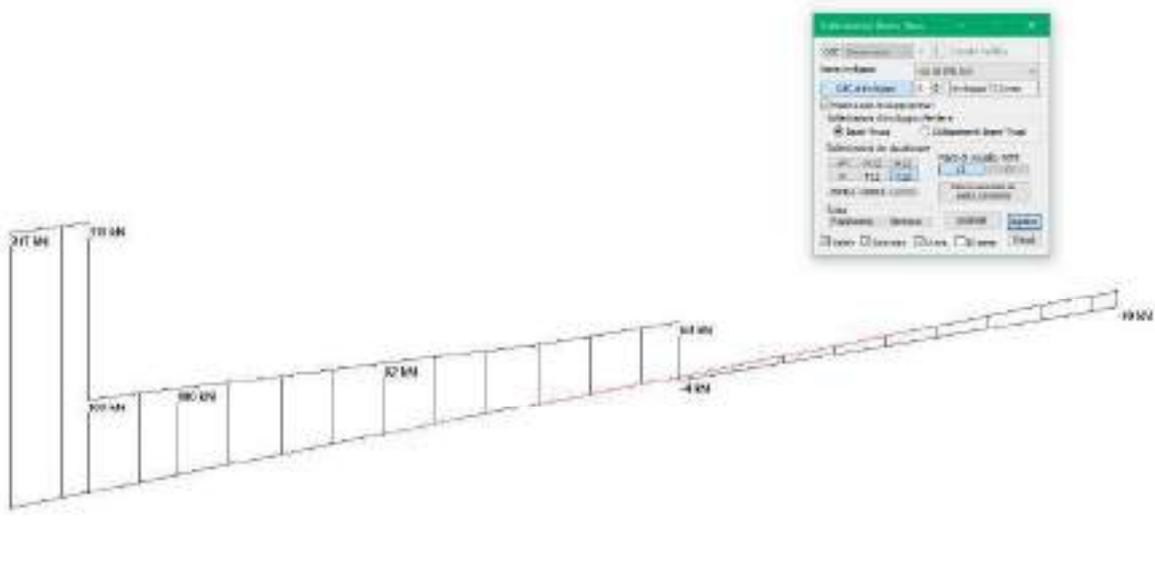
Come sopra riportato nella prima porzione di travetto per una lunghezza di circa 50 cm, si progetta una sezione piena in cls togliendo la prima porzione di alleggerimento in polistirolo, per far fronte alle azioni di taglio e momento massimo.

Per eseguire le verifiche a taglio massimo si realizza un ulteriore modello in cui varia la posizione dei carichi concentrati al fine di massimizzare le azioni di taglio:



In questo caso si considera soltanto la porzione resistente dell'anima centrale.

Il taglio massimo agente è pari a:



$V_{\max Ed} = 317 \text{ kN}$ per la porzione in appoggio

$V_{\max Ed} = 108 \text{ kN}$ per la restante porzione

Considerando per la prima porzione di trave staffe ϕ 12/15:

Verifiche SLU per TAGLIO		
Taglio V_{sd}	320	kN
Azione assiale N_{sd}	0	kN
CLS R_{ck}	40	N/mm ²
CLS f_{ck}	32	N/mm ²
CLS $g_c =$	1.5	
CLS f_{cd}	18.13	N/mm ²
CLS $f_{cd,0.05}$	1.735	N/mm ²
ACC. f_{yk}	450	N/mm ²
ACC. $g_c =$	1.15	
ACC. f_{yd}	391.3	N/mm ²
Base b_w	54	cm
Altezza utile d	37.00	cm
Arm. Long. A_{sl}	13.41	cm ²
Copriferro	3.00	cm
Inclinazione staffe	90	gradi
Inclinazione biella	21.80	gradi
Inclinazione biella (ctg)	2.50	
Inclinazione biella	21.80	gradi
Area staffe A_{sw}	2.26	cm ²
Passo staffe	15.00	cm
s_{cp}	0.0000	N/mm ²
Verifica a Taglio senza staffe		
V_{Rd}	115.64	kN
$V_{Rd,min}$	90.42	kN
V_{Rd}	115.64	kN
Verifica a Taglio con staffe		
V_{Rcd}	562.167	kN
V_{Rsd}	490.848	kN
V_{Rd}	490.848	kN

$$V_{\max Ed} = 317 \text{ kN} < V_{Rd} = 490 \text{ kN}$$

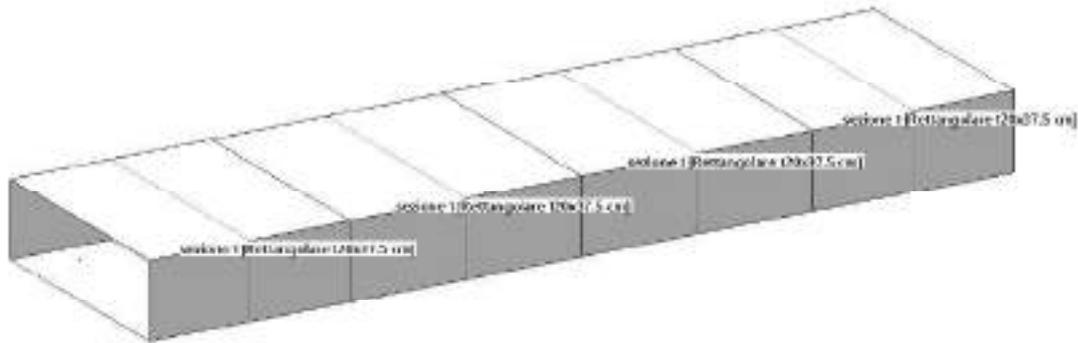
Nel resto del travetto si considerano staffe ϕ 8/20:

Verifiche SLU per TAGLIO		
Taglio V_{sd}	108	kN
Azione assiale N_{sd}	0	kN
CLS R_{ck}	40	N/mm ²
CLS f_{ck}	32	N/mm ²
CLS $g_c =$	1.5	
CLS f_{cd}	18.13	N/mm ²
CLS $f_{cd 0.05}$	1.735	N/mm ²
ACC. f_{yk}	450	N/mm ²
ACC. $g_c =$	1.15	
ACC. f_{yd}	391.3	N/mm ²
Base b_w	14	cm
Altezza utile d	37.00	cm
Arm. Long. A_{sl}	13.41	cm ²
Copriferro	3.00	cm
Inclinazione staffe	90	gradi
Inclinazione biella	21.80	gradi
Inclinazione biella (ctg)	2.50	
Inclinazione biella	21.80	gradi
Area staffe A_{sw}	1.00	cm ²
Passo staffe	20.00	cm
s_{cp}	0.0000	N/mm ²
Verifica a Taglio senza staffe		
V_{Rd}	43.14	kN
$V_{Rd,min}$	23.44	kN
V_{Rd}	43.14	kN
Verifica a Taglio con staffe		
V_{Rd}	145.747	kN
V_{Rsd}	162.892	kN
V_{Rd}	145.747	kN

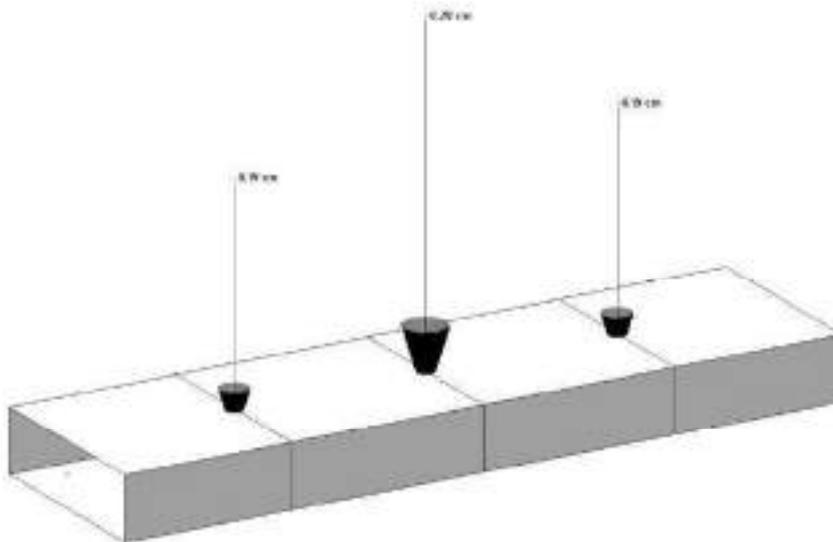
$$V_{\max Ed} = 108 \text{ kN} < V_{Rd} = 145 \text{ kN}$$

VERIFICHE SLE**VERIFICA DEFORMABILITA' SLE**

Si realizza un modello di calcolo in cui si verifica una sezione di inerzia equivalente a quella fornita dalle schede tecniche per la lastra in esame, e si inseriscono i carichi precedentemente menzionati considerando 1.20 m di larghezza di influenza per la singola lastra.



Si verificano quindi gli abbassamenti massimi:



$$\Delta Z = 0.28 \text{ cm}; L = 400 \text{ cm}$$

$$\frac{1}{L} = 1/(1429) < 1/250$$

$$\frac{1}{DZ}$$

VERIFICA TENSIONI SLE

Si verifica che le tensioni massime della sezione in c.c.a rispetti i limiti normativi NTC par. 4.1.2.2.5:

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

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

Le massime sollecitazioni M13 min e M13 max in combinazione RARA, maggiormente gravosa, risultano:



$$M13 \text{ min} = 111 \text{ kNm} = 1110000 \text{ daNcm} \rightarrow \sigma_c = M/W = 117 \text{ daN/cm}^2$$



$$M13 \text{ max} = 35 \text{ kNm} = 350000 \text{ daNcm} \rightarrow \sigma_c = M/W = 24 \text{ daN/cm}^2$$

Con C32/40:

$$\sigma_{c \text{ max}} = 0,6 * f_{ck} = 192 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{c \text{ max}} = 0,4 * f_{ck} = 144 \text{ daN/cm}^2$$

VERIFICATO

2.4 CARATTERISTICHE E AFFIDABILITÀ DEL CODICE DI CALCOLO

ORIGINE DEL CODICE DI CALCOLO

Titolo: **CMP Analisi Strutturale**

Produttore: Namirial S.p.A.

Via Caduti sul Lavoro n.4, 60019 SENIGALLIA (AN)

Distributore: Namirial S.p.A.

Via Caduti sul Lavoro n.4, 60019 SENIGALLIA (AN)

COMPONENTI DI TERZE PARTI

SOLUTORE FEM

Titolo: **XFinest**

Produttore: Ce.A.S. S.r.l. – Viale Giustiniano, 10 – 20129 MILANO

Distributore: Harpaceas S.r.l. – V.le Richard, 1 – 20143 MILANO

CARATTERISTICHE DEL CODICE DI CALCOLO

CMP Analisi Strutturale è un pre/post-processore grafico per analisi ad elementi finiti, che consente di eseguire tutte le operazioni inerenti la modellazione agli elementi finiti e la relativa analisi dei risultati: costruire il modello geometrico della struttura, assegnare proprietà, carichi, vincoli e tutti i dati di completamento necessari per l'esecuzione di analisi statiche e dinamiche; visualizzare graficamente i risultati dell'analisi (sollecitazioni, deformate ecc...); progettare le sezioni e le armature per travi, pilastri, solette, pareti; fornire le proprietà statiche di sezioni di forma qualsiasi composte da differenti materiali e armate in modo generico; eseguire, anche in automatico su tutta la struttura, le verifiche di resistenza a presso/tenso-flessione deviata e di stabilità per le aste in calcestruzzo, acciaio e altri materiali; visualizzare i risultati delle verifiche anche in modo aggregato sulla struttura analizzata.

Sono supportati elementi finiti monodimensionali, bidimensionali, tridimensionali (brick) ed elementi denominati "Solaio" ed aventi funzione di aree di carico.

L'analisi del problema ad elementi finiti è svolta mediante codice di calcolo di terze parti (XFinest).

Le verifiche di resistenza possono essere svolte secondo i metodi alle tensioni ammissibili e semiprobabilistico agli stati limite, secondo le seguenti normative:

- DM 16/01/1996
- Ordinanza P.C.M. n. 3274 e ss.mm.ii.
- DM 14/09/2005
- DM 14/01/2008
- DM 17/01/2018
- Eurocodici

In caso di utilizzo di procedure, criteri, valori di riferimento non prescritti delle normative sopra indicate, si è fatto riferimento alle relative circolari applicative o ad altri documenti e bibliografia di comprovata validità.

CMP Analisi Strutturale può essere collegato come post-processore ai seguenti programmi di calcolo:

- **SAP 2000** prodotto da Computer and Structures Inc. – Berkeley, California 94704, USA, distribuito in Italia da C.S.I Italia S.r.l. – Galleria San Marco 4, 33170 Pordenone;
- **Straus7** prodotto da Strand7 Pty Ltd - 65 York Street, Sydney, NSW 2000, Australia, distribuito in Italia da HSH srl - Via N.Tommaseo, 13 - 35131 Padova;
- **PC.E.** prodotto e distribuito in Italia da Aedes Software s.n.c. – Via Ferrante Aporti, 32 – 56028 San Miniato Basso (PI).

3. ANALISI GEOTECNICA DEL TERRENO

L'analisi geotecnica viene di seguito sviluppata in conformità con quanto prescritto dal D.M. 17/01/2018, facendo riferimento all'Approccio 2, nel quale si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali (A1+M1+R3), definiti per la Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) ed, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_f riportati nella colonna A1 STR della tabella Tab. 2.6.I "Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU" delle NTC 2018.

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Norme tecniche per le costruzioni 2018

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

Eurocodice 7

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8

Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 5: Fondazioni strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

Progetto geotecnico (GEO) – S.L.V. (S.L.U.)

È stato scelto l'APPROCCIO 2, congruente con quello adottato per il calcolo delle azioni.

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

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_{f,10} \gamma_{f,3}$	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,9	0,9	0,9
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

** Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{c0}

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

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

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

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

3.1 Caratterizzazione del terreno

Le informazioni sono desunte dalla relazione geologica e tecnica dallo studio geologico ambientale del Dottor Geologo Pier Luigi Dallari di febbraio 2022.

Si riporta di seguito estratto di interesse della relazione geologica.

Modello geotecnico medio										
Profondità	Deposito	$\gamma_{nat} / \gamma_{sat}$	c'	c_u	D_r	ϕ'	E_s	M	D_w	
A	0.0 – 6.8	Argilla limosa a media scarsa consistenza	18.0/21.0	5.0	50.0	/	22	7000	4000	-1.1
B	6.8 – 11.74	Argilla limosa a media consistenza	18.0/21.0	6.0	60.0	/	23	8400	5000	
C	11.74 – 20.00	Argilla limosa a elevata consistenza	18.5/21.5	8.0	80.0	/	25	11200	6000	
M da p.c.		Descrizione litologica	Peso di volume naturale e saturo (kl/m^3)	Coesione efficace (kl/m^2)	Coesione non drenata (kl/m^2)	Densità relativa (%)	Angolo d'attrito efficace di picco ($^\circ$)	Modulo di Young (kl/m^2)	Modulo edometrico (kl/m^2)	Soggiacenza (m da p.c.)

Estratto stratigrafia relazione geologica

Prova	Misura falda (m da p.c.)	Data
CPT1	-1.50 m da p.c.	11/12/2020
CPT2	-1.50 m da p.c.	11/12/2020
CPT3	-1.10 m da p.c.	01/02/2022
CPT4	-1.10 m da p.c.	01/02/2022
CPTU1	-1.50 m da p.c.	11/12/2020
CPTU2	-0.80 m da p.c.	01/02/2022
CPTU3	-1.10 m da p.c.	01/02/2022

Estratto valori soggiacenza falda relazione geologica

Per determinare il parametro V_{30} e definire quindi la categoria di sottosuolo dell'area indagata (§ 3.2.2 NTC 2018) sono state eseguite in sito le indagini sismiche descritte nella relazione geologica. Il valore di V_{30} si calcola attraverso la formula 3.2.1 delle NTC 2018:

$$V_{s,Eq} = H / (\sum h_i / V_{si})$$

dove H è la profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_S non inferiore a 800 m/s.

Per determinare i valori di $V_{S,30}$, è stata eseguita un'elaborazione congiunta tra l'indagine sismica MASW1- HVSR1 e MASW2- HVSR3, di seguito si riportano i valori ottenuti. Dalle indagini HVSR si sono ottenuti i seguenti valori di frequenza naturale del terreno f_0 :

MASW1	V_{S30}	225 m/s
MASW2	V_{S30}	218 m/s

HVSR1	0.63 ± 0.18 HZ	NON RISPETTA I CRITERI SESAME
HVSR2	0.53 ± 0.13 HZ	NON RISPETTA I CRITERI SESAME
HVSR3	0.63 ± 0.02 HZ	RISPETTA I CRITERI SESAME

Pertanto, secondo la classificazione del sottosuolo imposta dal NTC 2018, si definisce il sottosuolo indagato come appartenente alla appartenente alla **categoria C**, corrispondente a:

DEPOSITI DI TERRENI A GRANA GROSSA MEDIAMENTE ADDENSATI O TERRENI A GRANA FINA MEDIAMENTE CONSISTENTI 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**.

La fondazione diretta a platea è stata modellata su suolo elastico alla winkler.

Il modello di Winkler considera il terreno come formato da una distribuzione di vincoli semplici bilaterali elastici. La relazione che ne regola il comportamento è di tipo lineare tra il cedimento (w) e la pressione di contatto (p): $p=kw$.

Il parametro k è detto costante di sottofondo. Come è noto, k non dipende solo dal terreno ma anche dai carichi applicati, dalle proprietà del terreno, dalla forma e le dimensioni della fondazione.

Nel caso in esame, prendendo in considerazione le indagini geotecniche effettuate e la caratterizzazione del terreno argilla limosa, il modulo di sottofondo o costante di Winkler si considera pari a $K = 2 \text{ kg/cm}^3$.

3.2 Massime pressioni in fondazione e verifiche geotecniche

Capacità portante del sistema fondazione

Per il calcolo della capacità portante del terreno si sono utilizzati cautelativamente i parametri geotecnici del primo strato, emersi dall'elaborazione della prova penetrometrica, sopra riportato.

Si è sviluppato un modello geotecnico che tenga conto delle dimensioni reali della fondazione, considerando l'estensione di 1 m a vantaggio di sicurezza, considerando quindi un tronco di platea.

Le verifiche sono state effettuate considerando quindi i seguenti parametri sismici:

Dati sismici sito-struttura

Latitudine ED50 (deg): 44.761 Longitudine ED50 (deg): 10.865

Stato limite con azioni sismiche: SLV: Stato Limite di salvaguardia Vita

Vita nominale costruzione: 50 Classe costruzione: II

Topografia: T1: Pianura o pendii con $i \leq 15^\circ$ St max: 1.00 St: 1.00

Parametri spettro funzione del punto struttura

Fattore C_u : 1.50 Periodo riferimento T_r (anni): 75

a_g (g/10): 1.815 F_0 : 2.547 T_c^* (s): 0.276

Periodo di ritorno sisma (anni): 712

Determinazione k_{hi} , k_{hk} e k_v

S_s : 1.42 $k_{hi} = S_s \cdot S_t$ (sisma orizzontale): 0.258

S_t : 1.00 Non considerare Beta per k_{hi}

Beta: 0.24 $k_{hk} = S_s \cdot S_t \cdot \beta$ (sisma orizzontale): 0.258

Inta (deg): 16.5 Azzerare k_v (no sisma verticale)

$k_v = 0.5 \cdot k_{hi}$ (sisma verticale): 0.129

Si allega quindi il calcolo sviluppato mediante Vesic 1975 e Paolucci Pecker per le condizioni in combinazioni sismiche, in condizioni non drenate in quanto maggiormente gravosa:

Dati di input generale e geometria fondazione			
Teoria statica: VESIC (1975)	Considera azioni sismiche:	SI	Teoria: PAOLUCCI & PECKER (cinematica)
Geometria fondazione	[B] Larghezza (dir y):	6.70 m	[L] Lunghezza (dir x): 1.00 m
			[D] Profondità (dir z): 4.90 m
[η] Angolo di inclinazione del piano di posa nella direzione di B:		0.0°	[β] Angolo di inclinazione del pendio: 0.0°
Carico permanente uniforme al piano campagna [q0]:		11.00 kPa	Profondità falda dal piano di campagna: -1.60 m
Criterio di punzonamento:		NESSUNO	Condizione di verifica: NON DRENATA

Dati sismici			
Latitudine (deg):	44.761	Longitudine (deg):	10.865
Stato limite:	SLV	Vita nominale (anni):	50
Classe d'uso:	III	C_u :	1.50
Categoria topografica: T1: Pianura o pendii con $i \leq 15^\circ$			
a_g (g/10):	1.815	F_0 :	2.547
Amplif. stratigr. S_s :	1.42	Fattore riduz. β :	0.24
Sisma orizz. k_{hk} :	0.258	Sisma vert. k_v :	0.129
		Categoria del terreno:	C
		Opera ordinaria	
		Tempo ritorno sisma (anni):	712
		Fattore topografico S_t :	1.00
		T_c^* (s):	0.276
		Considera fattore β :	SI
		Sisma orizz. k_{hi} :	0.258

Stratigrafia del terreno								
N.	γ_{nat}	γ_{sat}	φ	c'	C_u	H_{str}	E_{ed}	D_r
1	18.00	21.00	22.0	5.00	50.00	6.80	4000.00	0.00
2	18.00	21.00	23.0	6.00	60.00	4.94	4000.00	0.00
3	18.00	21.00	25.0	8.00	80.00	8.26	4000.00	0.00
4	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

- Legenda
- N. : Numero strato dal piano di campagna verso il basso
 - γ_{nat} : Peso specifico contenuto naturale d'acqua (kN/m³)
 - γ_{sat} : Peso specifico condizioni di saturazione d'acqua (kN/m³)
 - φ : angolo d'attrito interno (deg)
 - c' : Coesione drenata (kPa)
 - C_u : Coesione non drenata (kPa)
 - H_{str} : Spessore dello strato (m)
 - E_{ed} : Modulo edometrico (kPa)
 - D_r : Densità relativa

Dati geotecnici di calcolo terreno equivalente

Medie ponderate svolte tra le quote 4.90 m e 18.30 m

y	ϕ	c'	c_u	E_{ed}	D_f
21.00	0.0		68.37	4000.00	0.00

Descrizione sintetica della teoria utilizzata

$$q_{ult} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q_{tot} \cdot y \cdot B' \cdot \sin(\beta)$$

$$Q_{ult} = q_{ult} \cdot B' \cdot L'$$

Fattori di capacità portante

$$N_c = \pi + 2$$

Fattori di forma

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot B'/L'$$

Fattori di profondità

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot K - \text{se } D \leq B \text{ } K = D/B \text{ altrimenti } K = \arctan(D/B)$$

Fattori di inclinazione dei carichi

$$i_c = 1 - m \cdot V / (B' \cdot L' \cdot c_u \cdot N_c)$$

Fattori di inclinazione base fondazione

$$b_c = 1 - 2 \cdot \eta / (\pi + 2) - \eta \text{ angolo inclinazione base}$$

$$b_c = 1 - 2 \cdot \eta / (\pi + 2) - \eta \text{ base inclination angle}$$

Fattori di inclinazione pendio

$$g_c = 1 - 2 \cdot \beta / (\pi + 2) - \beta \text{ angolo di inclinazione pendio}$$

$$g_c = 1 - 2 \cdot \beta / (\pi + 2) - \beta \text{ slope inclination angle}$$

q_{tot} : pressione litostatica totale alla profondità D (4.90 m) di imposta fondazione: 109.10 kPa

I valori di y, c_u sono i parametri geotecnici di calcolo del terreno equivalente (vedi tabella sopra riportata)

B' , L' : Dimensioni efficaci della fondazione ($B' = B - 2 \cdot M_x / N$, $L' = L - 2 \cdot M_y / N$) (se $B' > L'$ le due dimensioni vengono scambiate tra loro)

π : valore di phi greco (3.14159...)

V risultante dei tagli $\text{radq}(V_x^2 + V_y^2)$ - N sforzo normale

$m = m_1 \cdot \cos^2(\theta) + m_2 \cdot \sin^2(\theta)$ - dove $m_1 = (2 + L/B) / (1 + L/B)$, $m_2 = (2 + B/L) / (1 + B/L)$, θ angolo di V con la direzione di L

Verifiche a scorrimento

$H = \text{radq}(V_x^2 + V_y^2)$ - forza di scorrimento

$R_{scorr} = a \cdot c_u \cdot B' \cdot L'$ - resistenza allo scorrimento

$a = 0.00$ - fattore riduttivo della coesione per ottenere l'adesione terreno-fondazione

$V_y = N \cdot \sin(\alpha) + V_y \cdot \cos(\alpha)$ - α angolo inclinazione base fondazione

Valori numerici dei dati che non si modificano ad ogni combinazione di carico

$N_c =$	5.142	$N_q =$	1.000	$N_y =$	0.000
$c_u =$	68.37 kPa	$q =$	109.10 kPa	$y =$	21.00 kN/m ³

Descrizione simbologia ed opzioni speciali

Riferimento globale: asse X parallelo ad L, Y parallelo a B, asse Z verticale

Riferimento locale: asse X parallelo ad L, Y parallelo a B, asse Z ortogonale alla base fondazione (eventualmente inclinata)

I fattori di forma vengono determinati con le dimensioni efficaci (B' , L') della fondazione

Combinazione di carico: 1 - sismica

	N (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	V_x (kN)	V_y (kN)		
						Riferimento globale	$B' = 6.70$ m
						Riferimento locale	$L' = 1.00$ m
	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e
c	1.030	1.548		1.000	1.000		1.000
q							
y							
$q_{ult} =$	669.46 kPa		$Q_{ult} = 4485.41$ kNR	$Q_{ult}/N =$ Infinito	$> R3 = 2.3$		
H =	0.00 kN		$R_{scorr} =$ 0.00 kN	$R = R_{scorr}/H =$ Infinito	$> R3 = 1.1$		

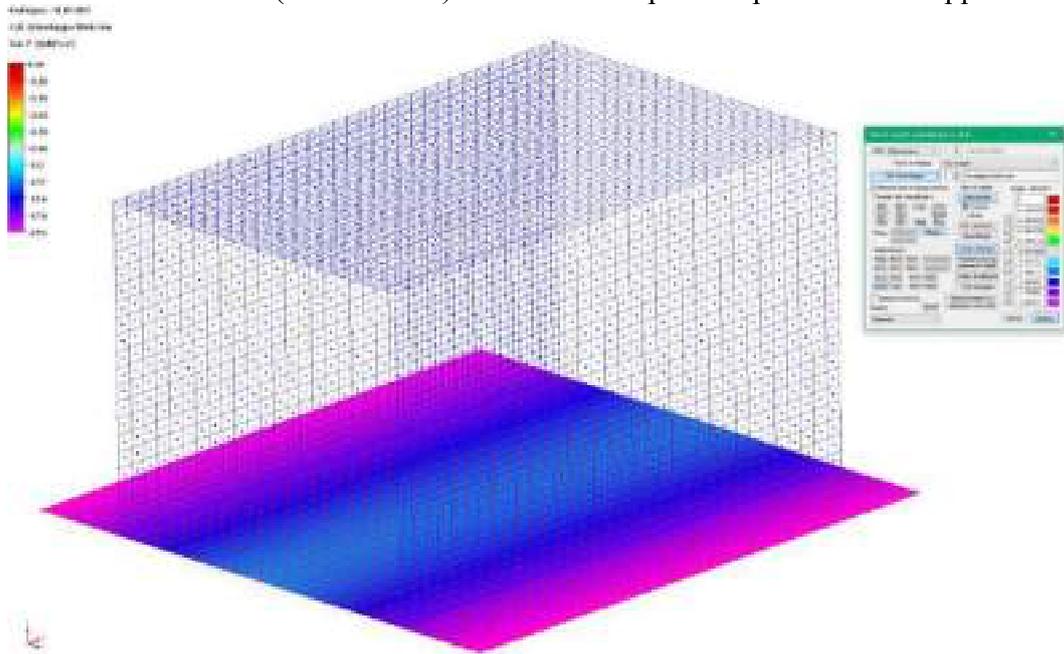
$$q_{lim} = 6.70 \text{ daN/cm}^2$$

$$R_d = q_{lim} / \gamma_R = 2.9 \text{ daN/cm}^2$$

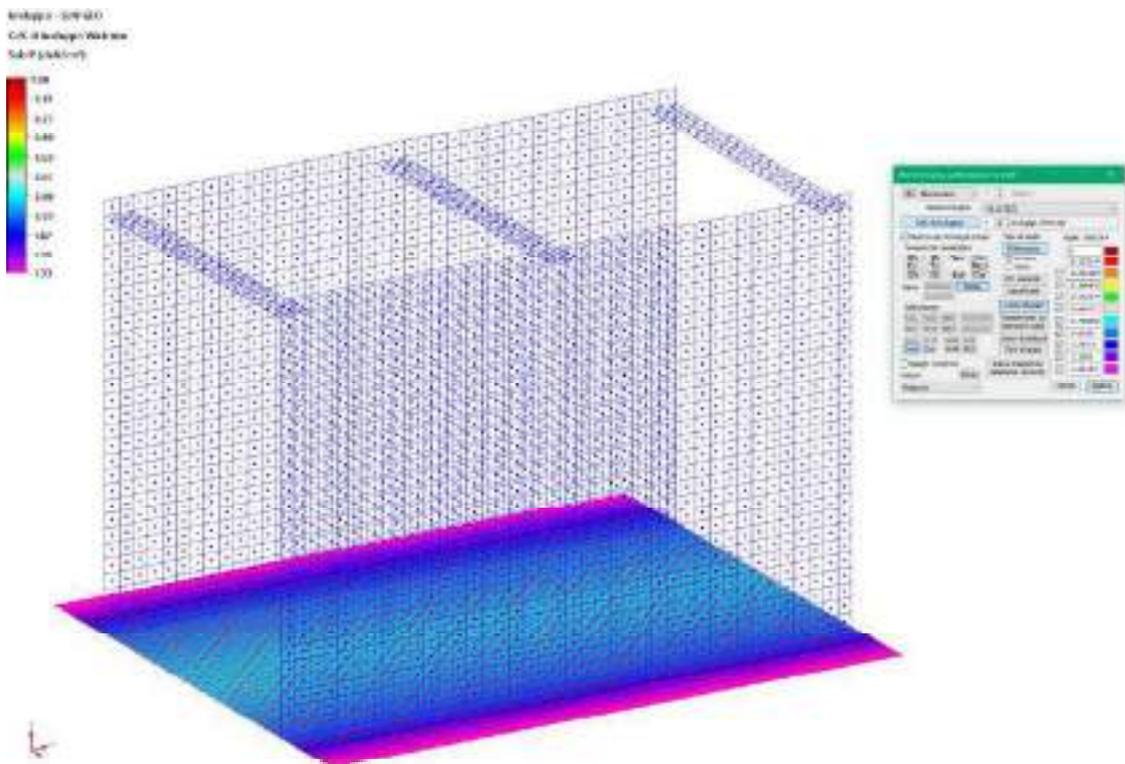
$$\gamma_R = 2.3$$

TENSIONI DI CONTATTO SUL TERRENO

Di seguito si riporta il diagramma delle tensioni di contatto con il terreno allo Stato Limite Ultimo, applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2.



Pressioni massime fondazione-terreno - A



Pressioni massime fondazione-terreno - C

Il valore massimo nell'involuppo GEO, all'Approccio di tipo 2 (A1+M1+R3), indicato è pari a:

$$1.95 \text{ daN/cm}^2 < 2,9 \text{ daN/cm}^2$$

Inoltre se si considera la diffusione dei carichi prudenziale di 30° e il fatto che al di sotto del basamento sarà presente uno strato di magrone e ghiaia per circa 15-20 cm, la tensione sul terreno sarà sicuramente inferiore pertanto più che accettabile.

3.3 VERIFICHE STATI LIMITE ULTIMI IDRAULICI

VERIFICA AL SOLLEVAMENTO (Rif. NTC 2018 par. 6.2.4.2)

Le opere geotecniche devono essere verificate nei confronti dei possibili stati limiti di sollevamento o di sifonamento.

Per la verifica del sollevamento del fondo scavo deve risultare che il valore di «progetto dell'azione instabilizzante» $V_{inst,d}$ ovvero sia della risultante delle pressioni idrauliche ottenuta considerando separatamente la parte permanente ($G_{inst,d}$) e quella variabile ($Q_{inst,d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e dei valori di progetto delle resistenze (R_d):

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

A favore di sicurezza si trascura il contributo dell'attrito tra la fondazione e il terreno e delle azioni variabili agenti sulla superficie del sottopasso, in quanto azioni stabilizzanti rispetto al sollevamento della struttura stessa.

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti G_2 ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0
	Sfavorevole		1,5

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.1. Per la sputa delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Il calcolo è eseguito per una profondità di 1 m di sviluppo della struttura in corrispondenza della sezione centrale.

Si considerano quali azioni instabilizzanti le pressioni idrostatiche esterne, sopra esplicitate al cap. 1.1.7, e come azioni stabilizzanti i pesi propri della struttura.

AZIONI INSTABILIZZANTI

SPINTA TERRENO

BASE							
L1	6,7 m	p1	3300 daN/mq		22110 daN		
					<hr/>		
					22110 daN		

AZIONI STABILIZZANTI

PESO PROPRIO STRUTTURA

L1	6,7 m	SP1	0,35 m	Pr1	1 m	p1	2500 daN/mc	5863 daN	BASE
s1	4,7 m	SP2	- m	Pr2	1 m	p2	750 daN/mq	3525 daN	BOLAO
2. In1	3,5 m	SP5	0,35 m	Prnt	1 m	p4	2500 daN/mc	8125 daN	PARETI
								<hr/>	
								15513 daN	

CARICO TERRENO

2. H1	3,95 m	SP1	1 m	Pr1	1 m	p1	1800 daN/mc	14220 daN	TERRENO ESTERNO
								<hr/>	
								14220 daN	

CARICO MASSICCIATA E STRADA

0. H1	6,7 m	SP1	0,45 m	Pr1	1 m	p1	1800 daN/mc	5427 daN	MASSICCATA
0. H1	6,7 m	SP1	0,13 m	Pr1	1 m	p1	2450 daN/mc	2134 daN	STRADA
								<hr/>	
								7561 daN	

CARICO STRADA INFERIORE

0. H1	4 m	SP1	0,45 m	Pr1	1 m	p1	1800 daN/mc	3240 daN	RIPIANTO
0. H1	4 m	SP1	0,09 m	Pr1	1 m	p1	2450 daN/mc	794 daN	STRADA
								<hr/>	
								4034 daN	

CONTRIBUTO MAGRONE

Lb	6,7 m	SP1	0,1 m	Pr1	1 m	p1	2200 daN/mc	1474 daN	SPALTI OR
								<hr/>	
								1474 daN	

$G_{st,t}$ 42791 daN

AZIONI INSTABILIZZANTI

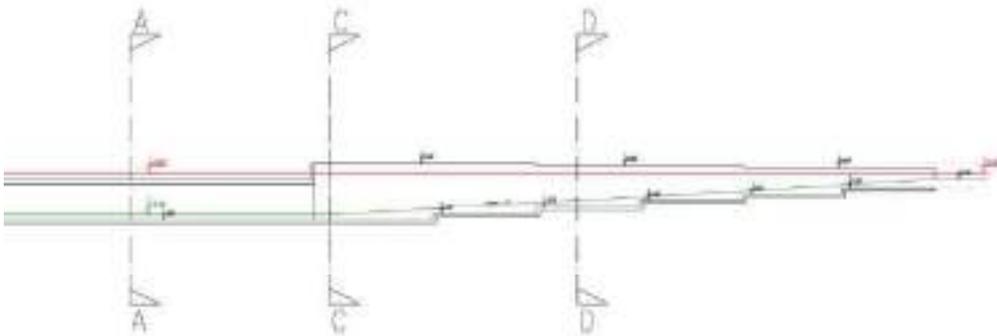
$G_{inst,t}$	22110 daN
γ_0	1,5
$G_{inst,d}$	33165 daN
$Q_{inst,t}$	-
γ_0	-
$Q_{inst,d}$	-
$V_{inst,d}$	33165 daN

AZIONI STABILIZZANTI

$G_{st,t}$	42791 daN	
γ_{st}	0,9	
$G_{st,d}$	38512 daN	
R_1	-	
γ_{R1}	-	
R_2	-	
$V_{inst,d}$	38512 daN	0,86 VERIFICATO

Si raccomanda uno spessore di magrone di almeno 15-20 cm da verificare in loco.

Per completezza si riporta inoltre la verifica per una sezione a distanza dal centro in cui non è influente il peso stabilizzante del solaio sovrastante:



SEZIONE D-D

AZIONI INSTABILIZZANTI

SPINTA TERRENO

BASE				
L1	6.7 m	p1	2000 daN/mq	13400 daN
				13400 daN

PROF	1 m
------	-----

$G_{inst,k}$ 13400 daN

AZIONI STABILIZZANTI

PESO PROPRIO STRUTTURA

L1	6.7 m	SP1	0.3 m	Pr1	1 m	p1	2500 daN/mc	9025 daN	BASE
L2	4.05 m	SP5	0.35 m	Pr1	1 m	p4	2500 daN/mc	7088 daN	ALZATI
								12113 daN	

CARICO TERRENO

L1	3.25 m	SP1	1 m	Pr1	1 m	p1	1800 daN/mc	11700 daN	TERRENO ESTERNO
								11700 daN	

CARICO STRADA INFERIORE

L1	4 m	SP1	0.45 m	Pr1	1 m	p1	1800 daN/mc	3240 daN	RASSIPPIANTO
L2	4 m	SP1	0.08 m	Pr1	1 m	p1	3450 daN/mc	784 daN	STRADA
								4024 daN	

CONTRIBUTO MAGRONE

L1	6.7 m	SP1	0.1 m	Pr1	1 m	p1	2200 daN/mc	1474 daN	APERTURE
								1474 daN	

$G_{st,k}$ 29311 daN

AZIONI INSTABILIZZANTI

$G_{inst,k}$	13400 daN
γ_0	1.5
$G_{inst,d}$	20100 daN

$Q_{inst,k}$	-
γ_0	-
$Q_{inst,d}$	-

$V_{inst,d}$	20100 daN
--------------	-----------

AZIONI STABILIZZANTI

$G_{st,k}$	29311 daN
γ_{0t}	0.9
$G_{st,d}$	26379 daN

R_k	-
γ_{0t}	-
R_d	-

$V_{st,d}$	26379 daN
------------	-----------

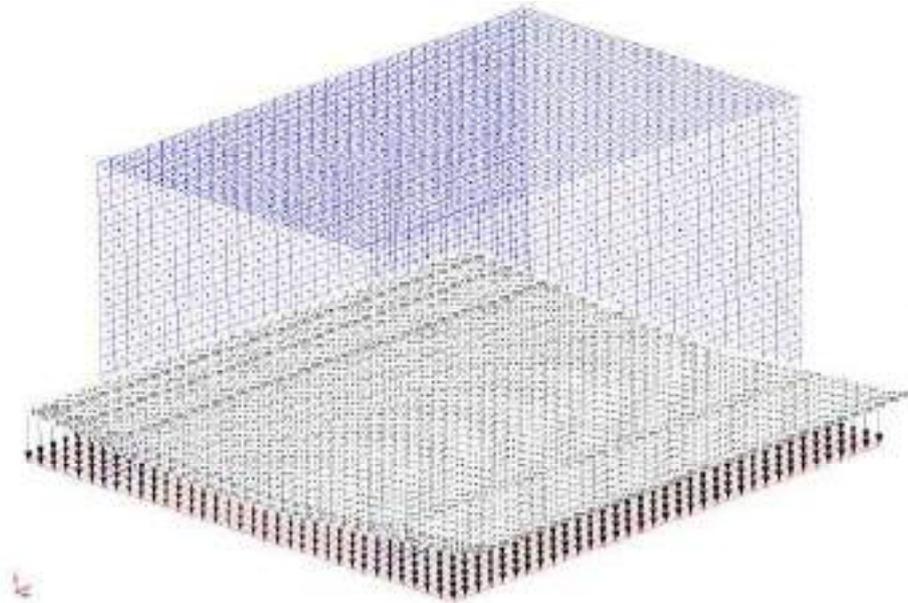
0.76 VERIFICATO

3.4 Verifica Cedimenti SLE

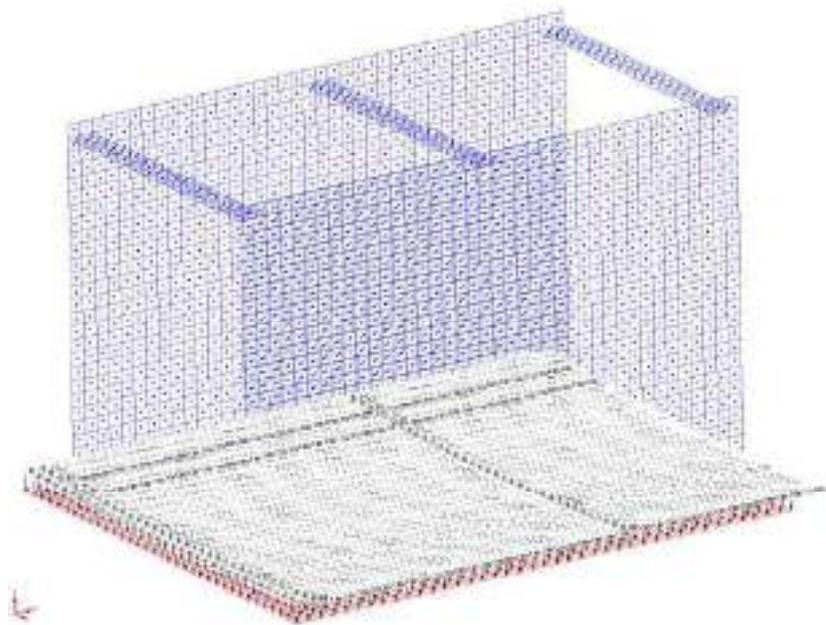
Calcolo di:

- Spostamenti verticali (cedimenti)

$$E_d = s \leq C_d$$



Sezione A



Sezione C

Il massimo cedimento totale medio atteso è circa 6.8 mm, compatibile con la tipologia di elemento strutturale progettato.

Anche considerando che i cedimenti reali siano pari a $\pm 30\%$ rispetto a quelli teorici, si ha ragione di ritenerli, anche in termini differenziali, accettabili.