



**AZIENDA SANITARIA LOCALE ASL CN2  
POLIAMBULATORIO DI CANALE**

Via San Martino n.1 - 12043 CANALE (CN)

**RIQUALIFICAZIONE ENERGETICA  
ED ADEGUAMENTO FUNZIONALE  
AI FINI DELLA REALIZZAZIONE  
DELLA CASA DELLA COMUNITA'  
IN CANALE**

**STAZIONE APPALTANTE**



IL DIRETTORE GENERALE:

IL DIRETTORE AMMINISTRATIVO:

IL DIRETTORE SANITARIO:

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

**PROGETTISTI**



**CMC Studio Ingegneri Associato**  
Ing. Stefano MELUZZI  
Arch. Alessia DEPETRIS

Corso Re Umberto n.12  
10121 - Torino (TO)

in collaborazione con



**PROJEMA Studio Associato**  
Per.Ind. Alessandro CONTINANZA  
Ing. Ivan PAVANELLO

Via Guicciardini n.3  
10121 - Torino (TO)

**PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA**

**RELAZIONE TECNICA STRUTTURALE**

FASE	SEZIONE	TAVOLA NR.	DATA	SCALA	REVISIONE
PF	S	R1	13-11-2023	---	

**INDICE**

1.	Premessa	pag. 2
2.	Normative e riferimenti	pag. 3
3.	Descrizione degli interventi	pag. 4
4.	Materiali	pag. 7
5.	Analisi dei carichi	pag. 9
6.	Caratteristiche geotecniche	pag. 14
7.	Combinazione delle azioni	pag. 16
8.	Valutazione preliminare della sicurezza	pag. 17

## **1. PREMESSA**

La presente relazione illustrativa e di calcolo strutturale ha per oggetto le analisi dei carichi, le analisi delle sollecitazioni e le verifiche di sicurezza nell'ambito del progetto di fattibilità tecnico economica per l'adeguamento funzionale ai fini della realizzazione della Casa della Comunità e riqualificazione energetica del Centro Sanitario dell'Azienda Sanitaria ASL CN in Canale (CN), Via San Martino. Tale progetto, dal punto di vista strutturale, prevede due interventi distinti ed indipendenti.

Il primo prevede la realizzazione di una nuova costruzione interrata, posizionata nell'aiuola antistante il fabbricato esistente, destinata a centrale tecnologica e magazzini.

Il secondo intervento è invece un intervento di tipo locale da eseguire su una porzione circoscritta della copertura del fabbricato esistente. In particolare, al fine di garantire un'altezza adeguata ai nuovi ambienti che dovranno essere ricavati al piano sottotetto, si prevede la modifica della pendenza di un tratto della falda sul lato interno.

Per quanto riguarda le caratteristiche geometriche di dettaglio si rimanda alle indicazioni contenute di seguito nel presente documento e negli elaborati grafici di progetto.

## **2. NORMATIVE E RIFERIMENTI**

- a) DPR 6 giugno 2001 n.380 “Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia”
- b) Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”
- c) Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 - Istruzioni per l'applicazione dello “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018
- d) Deliberazione della Giunta Regionale 30 dicembre 2019, n. 6-887 “OPCM 3519/2006. Presa d'atto e approvazione dell'aggiornamento della classificazione sismica del territorio della Regione Piemonte, di cui alla D.G.R. del 21 maggio 2014, n. 65-7656”
- e) Deliberazione della Giunta Regionale 26 novembre 2021, n. 10-4161 “D.P.R. 380/2001. Approvazione delle nuove procedure di semplificazione attuative di gestione e controllo delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico. Revoca delle D.G.R. 49-42336/1985, 2-19274/1988, 61-11017/2003, 4-3084/2011, 7-3340/2012, 65-7656/2014, 4-1470/2020, 14-2063/2020 e sostituzione dell'Allegato alla D.G.R. 5-2756 del 15 gennaio 2021”
- f) Dott. Geol. M. Brugnano Ing. C. Angelino – Relazione geologica e geotecnica per la realizzazione del Nuovo Centro Polifunzionale Sanitario ASL CN2 nel Comune di Canale d’Alba – 2009

### 3. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

Come anticipato in premessa la presente relazione si riferisce a due distinti interventi strutturali nell'ambito del Centro Sanitario di Canale.

Il primo intervento prevede un nuovo volume interrato, in parte aperto ed in parte coperto con terreno vegetale, destinato parte a locali tecnici e parte a magazzini. La nuova costruzione è prevista con pianta rettangolare di dimensioni 11,40x13,85 m, ed altezza 3,75 m.

La struttura portante è prevista in c.a. con una platea unica di fondazioni sp. 30 cm, pareti perimetrali di contenimento sp. 30 cm.

Le strutture in elevato sono costituite da n.2 pilastri in c.a. di sezione 30x45 cm.

Il solaio di copertura è su predalles di altezza complessiva 35 cm (5+25+5) in appoggio su travi in c.a. a spessore sezione 80x35 cm. L'orizzontamento si completa, ove necessario, con una soletta a sbalzo sp. 35 cm a delimitazione dell'asola di areazione del piano interrato con una nervatura rialzata di contenimento del terreno sulla quale è posizionata la recinzione in lamiera microforata.

Per l'accesso al piano interrato è prevista una scala esterna di collegamento con cosciali UPN 240 appoggiati in corrispondenza del pianerottolo su travi di ripartizione HEA 200 sostenuta sempre da pilastri metallici HEA 200.

Il secondo intervento prevede il rialzo di una porzione della falda di copertura esistente, così da realizzare un abbaino su parte della falda sul fronte interno del fabbricato esistente destinato a Centro Sanitario della ASL CN. Per tale fabbricato il progetto risale alla fine del 2009 ed è stato sviluppato secondo le NTC 2008, prevedendo, tra l'altro, l'azione sismica secondo la classificazione vigente.

Dal punto di vista amministrativo il progetto esecutivo strutturale per la costruzione del nuovo Centro Sanitario di Canale, redatto dall'Ing. Stefano Meluzzi, secondo le procedure previste in tale periodo, è stato considerato depositato ai sensi della legge 1086/71 con l'approvazione del progetto esecutivo da parte della Giunta Comunale del Comune di Canale (CN) con la delibera n.78 del 07.10.2009. La realizzazione delle opere strutturali, eseguite dall'Impresa M.P.M. Costruzioni S.r.l., si è svolta tra il 11.01.2010 ed il 08.10.2010. La relazione a struttura ultimata del 24.01.2012, redatta dal Direttore dei Lavori Ing. Stefano Meluzzi, è stata consegnata all'Ufficio tecnico del Comune di Canale il 27.01.2012, mentre il collaudo statico finale del 16.02.2012, a firma dell'Arch. Ferruccio Bianco, è stato depositato il 08.03.2012.

L'edificio esistente ha una pianta rettangolare con una impronta di circa 42 x 12,5 m ed è stato realizzato con una intelaiatura portante in cemento armato, costituita da un piano interrato per autorimessa, due solai intermedi per l'attività, un piano sottotetto accessibile con sovrastante copertura in legno a due falde.

L'intervento interagisce con la copertura che è stata realizzata con una struttura leggera costituita da un orizzontamento con pannelli grecati multistrato autoportanti e travi principali in legno lamellare con interasse massimo 600 cm appoggiate sull'estremità superiore dei pilastri in c.a. Il progetto esecutivo prevedeva i seguenti parametri: utili e significativi nell'ambito del presente progetto:

Calcestruzzo  $R_{ck} \geq 250$  kg/cm<sup>2</sup> - strutture in fondazione

Calcestruzzo  $R_{ck} \geq 300$  kg/cm<sup>2</sup> - strutture in elevazione

Acciaio per c.a. tipo B450C controllato in stabilimento

Acciaio per carpenteria tipo S275 (Fe 430)

Bulloni e viti di classe 8.8

Legno di cat. S1 classe C30 resinoso – pioppo e conifere (larice – castagno)

Copertura inclinata con pannelli coibentati 20 daN/mq

Carico accidentale copertura a due falde (neve) 150 daN/mq

L'intervento nello specifico prevede il prolungamento di n.3 pilastri circolari esistenti con nuovi profili HEB 140 di altezza 106 cm per raggiungere la quota che garantisce l'altezza minima dei locali. Di conseguenza nei due campi individuati da tali pilastri la nuova trave HEB 140, in sostituzione di quella esistente in legno lamellare di sostegno della copertura, viene posizionata ad una quota superiore. Analogamente sull'allineamento esterno, l'appoggio della copertura viene rialzato di 99 cm rispetto alla parete in c.a. esistente mediante un telaio metallico costituito sempre con profili HEB 140. L'intervento si completa con coppie di profili metallici HEB 140 sui due bordi a sostegno della nuova tamponatura esterna che dovrà chiudere il triangolo che si genera con il sollevamento della copertura. La nuova copertura viene confermata con pannello coibentato da 100 mm interposto tra una doppia lamina di acciaio sp. 5/10, di cui la superiore nervata con greche alte 40 mm.

In aggiunta a quanto sopra, in alcune zone della copertura esistente è prevista la realizzazione di bilancini con travi in legno lamellare sezione 10x15 cm appoggiate alle travi principali della copertura, in maniera da poter eseguire delle asole nei pannelli esistenti della copertura per inserire dei nuovi serramenti. Tale impostazione ricalca integralmente lo schema già presente sul posto in altre zone dove i lucernari sono già presenti.

Infine, è prevista in due tratti del terrazzo esistente la posa della copertura, analoga da tutti i punti di vista a quella esistente, per realizzare alcuni nuovi ambienti coperti. Tali due moduli di nuova copertura anche in questo caso avranno impostazione che ricalca integralmente lo schema esistente.

Tenuto conto del fatto che tale intervento non rientra in nessuna delle situazioni di cui al punto 8.3 delle NTC del 2018, la costruzione esistente nel suo insieme non deve essere sottoposta a valutazione della sicurezza.

Pertanto, considerato che l'intervento in esame riguarda una porzione limitata e circoscritta della costruzione, la valutazione della sicurezza sarà limitata agli elementi direttamente interessati e a quelli con essi interagenti, tenendo presente la loro funzione nel complesso strutturale. Secondo quanto previsto al punto 8.4 delle NTC del 2018 (classificazione degli interventi) l'intervento in esame rientra nella categoria:

- *interventi di riparazione o locali*: interventi che interessino singoli elementi strutturali e che, comunque, non riducano le condizioni di sicurezza preesistenti;

Per interventi di questo tipo inoltre, riguardando singole parti e/o elementi della struttura e interessando porzioni limitate della costruzione, il progetto e la valutazione della sicurezza potranno essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati e potranno documentare che, rispetto alla configurazione precedente, non vengono prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti. Ne consegue che, con riferimento a tale secondo intervento, la presente relazione di calcolo pertanto potrà essere limitata alle sole parti interessate dall'intervento ed a quelle con esse interagenti.

Per quanto concerne la destinazione d'uso dei locali ed i conseguenti sovraccarichi accidentali di progetto, si è fatto riferimento alla normativa vigente ed alle prescrizioni fornite dal Committente.

#### 4. MATERIALI

In base a quanto previsto dalle attuali normative in relazione ai materiali utilizzati per la progettazione e la realizzazione degli elementi costituenti il nuovo fabbricato, sono stati adottati i seguenti parametri meccanico deformativi:

##### **Calcestruzzo resistenza C 25/30 classe esposizione XC2 consistenza S4 Dmax 32 mm**

peso specifico (c.a.)	$\gamma = 0,0025 \text{ daN/cmc}$
modulo elastico	$E = 314.000 \text{ daN/cm}^2$
coefficiente di Poisson	$\nu = 0,15$
resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} = 300 \text{ daN/cm}^2$
resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 250 \text{ daN/cm}^2$
resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 141 \text{ daN/cm}^2$
deformazione per $f_{cd}$ (parabola rettangolo)	$\varepsilon_{c,2} = 0,20\%$
deformazione massima	$\varepsilon_{c,u} = 0,35\%$
tensione max compressione combinazione rara	$\sigma_c = 150 \text{ daN/cm}^2$
tensione max compressione combinazione permanente	$\sigma_c = 112 \text{ daN/cm}^2$

##### **Acciaio per c.a. tipo B450C controllato in stabilimento**

tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 5.400 \text{ daN/cm}^2$
tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 4.500 \text{ daN/cm}^2$
rapporto	$1,15 \leq f_{tk} / f_{yk} \leq 1,35$
tensione di calcolo	$f_{yd} \geq 3.913 \text{ daN/cm}^2$
tensione di trazione per SLE rara	$\sigma_{s(rara)} = 3.600 \text{ daN/cm}^2$
allungamento	$A_{gt k} > 7,5\%$
deformazione massima	$\varepsilon_{y,u} = 1\%$
tensione max trazione combinazione rara	$\sigma_a = 3.520 \text{ daN/cm}^2$

##### **Acciaio per carpenteria tipo S 275**

peso specifico	$\gamma = 0,00785 \text{ daN/cmc}$
modulo elastico	$E = 2.100.000 \text{ daN/cm}^2$
tensione di rottura	$f_{tk} \geq 4.300 \text{ daN/cm}^2$
tensione di snervamento	$f_{yk} \geq 2.750 \text{ daN/cm}^2$



$$\text{coefficiente } \varepsilon = \sqrt{\frac{2.350}{f_{yk}}} = 0,9244$$

Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e per la stabilità:

resistenza delle sezioni classe 1-2-3-4  $\gamma_{M0} = 1,05$

resistenza all'instabilità delle membrature  $\gamma_{M1} = 1,05$

resistenza nei riguardi della frattura delle sezioni tese  $\gamma_{M2} = 1,25$

### **Bulloni e viti di classe 8.8 dadi di classe 8**

tensione di rottura  $f_{tb} \geq 8.000 \text{ daN/cm}^2$

tensione di snervamento  $f_{yb} \geq 6.490 \text{ daN/cm}^2$

coefficiente di sicurezza per unioni con bulloni o viti  $\gamma_{M2} = 1,25$

### **Legno lamellare classe di resistenza GL24h conifera omogeneo e combinato**

peso specifico  $\gamma = 0,00038 \text{ daN/cm}^3$

modulo elastico medio parallelo alle fibre  $E_{0,g,mean} = 116.000 \text{ daN/cm}^2$

modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre  $E_{0,g,05} = 94.000 \text{ daN/cm}^2$

modulo elastico medio perpendicolare alle fibre  $E_{90,g,mean} = 3.900 \text{ daN/cm}^2$

modulo medio di taglio  $G_{g,mean} = 7.200 \text{ daN/cm}^2$

resistenza a flessione  $f_{m,g,k} > 240 \text{ daN/cm}^2$

resistenza a trazione parallela  $f_{t,0,g,k} > 165 \text{ daN/cm}^2$

resistenza a trazione perpendicolare  $f_{t,90,g,k} > 4 \text{ daN/cm}^2$

resistenza a compressione parallela  $f_{c,0,g,k} > 240 \text{ daN/cm}^2$

resistenza a compressione perpendicolare  $f_{c,90,g,k} > 27 \text{ daN/cm}^2$

resistenza per taglio  $f_{v,g,k} > 27 \text{ daN/cm}^2$

## 5. ANALISI DEI CARICHI

Di seguito vengono indicate in dettaglio le schematizzazioni adottate per la definizione delle azioni di progetto ed il comportamento strutturale dei due interventi previsti presso il Centro Sanitario di Canale (CN).

### Classificazione dell'opera

Vita nominale	$V_N \geq 50$ anni
Classe d'uso	III (edifici rilevanti)
Coefficiente d'uso	1,5
zona sismica	4 – Comune di Canale (CN)

### Coefficienti parziali per azioni e combinazioni di carico

	$\psi_{0j}$	$\psi_{1j}$	$\psi_{2j}$
categoria B uffici ed ambulatori	0,7	0,5	0,3
scale comuni	0,7	0,5	0,3
neve a quota < 1000 m.s.l.m.	0,5	0,2	0,0

### **A1 - STR**

carichi permanenti favorevoli	$\gamma_{G1} = 1,0$
carichi permanenti sfavorevoli	$\gamma_{G1} = 1,3$
carichi permanenti non strutturali compiutamente definiti favorevoli	$\gamma_{G2} = 0,0$
carichi permanenti non strutturali compiutamente definiti sfavorevoli	$\gamma_{G2} = 1,5$
carichi variabili favorevoli	$\gamma_{Qi} = 0,0$
carichi variabili sfavorevoli	$\gamma_{Qi} = 1,5$

### **A2 - GEO**

carichi permanenti favorevoli	$\gamma_{G1} = 1,0$
carichi permanenti sfavorevoli	$\gamma_{G1} = 1,0$
carichi permanenti non strutturali compiutamente definiti favorevoli	$\gamma_{G2} = 0,0$
carichi permanenti non strutturali compiutamente definiti sfavorevoli	$\gamma_{G2} = 1,3$
carichi variabili favorevoli	$\gamma_{Qi} = 0,0$
carichi variabili sfavorevoli	$\gamma_{Qi} = 1,3$

Pesi propri e permanenti portati

Nelle seguenti tabelle sono riportate le analisi dei carichi dei pesi propri e permanenti relativi alle diverse tipologie di orizzontamenti previsti nell'ambito del presente progetto.

**1 SOLAIO COPERTURA H=35 (5+25+5) + FINITURE**

VERDE 50 cm	900	daN/mq
IMPERMEABILIZZAZIONE + TNT	20	daN/mq
LISCIATURA IN BOIACCA - 1 cm	24	daN/mq
MASSETTO ALLEGGERITO PENDENZE - media 10 cm	80	daN/mq
INTONACO / CONTROSOFFITTO E IMPIANTI	20	daN/mq
SOLETTA SUPERIORE C.A. s=5 cm	125	daN/mq
NERVATURE C.A. b=3*14 cm – i = 120 cm	219	daN/mq
LASTRA INFERIORE C.A. s=5 cm	125	daN/mq
<b>TOTALE</b>	<b>1513</b>	<b>daN/mq</b>

**2 SBALZO COPERTURA H=35 + FINITURE**

VERDE 50 cm	900	daN/mq
IMPERMEABILIZZAZIONE + TNT	20	daN/mq
LISCIATURA IN BOIACCA - 1 cm	24	daN/mq
MASSETTO ALLEGGERITO PENDENZE - media 10 cm	80	daN/mq
INTONACO / CONTROSOFFITTO E IMPIANTI	20	daN/mq
SOLETTA PIENA C.A. s=35 cm	875	daN/mq
<b>TOTALE</b>	<b>1919</b>	<b>daN/mq</b>

**3 SCALE METALLICHE ESTERNE**

PARAPETTI METALLICI	40	daN/m
GRADINI METALLICI	35	daN/mq

**4 COPERTURA EDIFICIO ESISTENTE**

LAMIERA MULTISTRATO	30	daN/mq
---------------------	----	--------

Tamponature perimetrali a cassavuota con blocchi ed isolamento 250 daN/mq

Sovraccarichi variabili

Per le diverse destinazioni, i valori dei sovraccarichi variabili di progetto risultano:

DESTINAZIONE	Verticali ripartiti $q_k$ (daN/mq)	Verticali concentrati $Q_k$ (daN)	Orizzontali distribuiti $H_k$ (daN/m)
<b>B2</b> – ambienti uffici ed ambulatori	300	200	100
<b>B2</b> – scale comuni, balconi e ballatoi	400	400	200

<b>E1</b> – locali tecnici e magazzini	600	700	100
<b>H</b> – coperture praticabili di ambienti B	400	400	200
<b>H</b> – coperture accessibili per sola manutenzione	50	120	100

Azione sismica

Vita nominale	$\geq 50$ anni
Classe d'uso	III
Coefficiente d'uso	$C_U = 1,5$
Latitudine	44,7989° N
Longitudine	7,99807° E
Categoria di sottosuolo di fondazione	C
Combinazione sismica	$E + G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2}$ .
Coefficiente topografico	1,00

	SLO (81%)	SLD (63%)	SLV (10%)	SLC (5%)
Periodo di ritorno $T_r$ (anni)	45	75	712	1462
Accelerazione orizzontale massima del sito $a_g$ (g)	0,023	0,027	0,050	0,058
Valore massimo del fattore di amplificazione $F_o$	2,611	2,663	2,773	2,869
Periodo di inizio del tratto a velocità costante $T_c^*$ (sec)	0,182	0,199	0,295	0,309

Sistema costruttivo	c.a.
Duttilità	bassa
Regolarità in pianta	si
Regolarità in altezza	si
Sistema costruttivo	pareti
Sottosistema	pareti non accoppiate
$q_0$	3,00
$K_R$	1,00
$K_w$	0,50
$q$	1,50

Sovraccarichi dovuti al vento

In relazione al volume tecnico interrato si ritiene il vento è trascurabile.

Per la modifica della copertura esistente si fa riferimento ai seguenti parametri:

zona	1	$v_{b,0} = 25 \text{ m/sec}$	$a_0 = 1000 \text{ m}$	$k_a = 0,40 \text{ 1/sec}$
classe di rugosità del terreno	B			
altitudine di progetto	200 m.s.l.m.			
velocità di riferimento	$v_b = 27 \text{ m/sec}$			
pressione cinetica di riferimento	$q_b = \frac{1}{20} \times 1,25 \times v_b^2 = 39,12 \text{ daN/mq}$			
distanza dalla costa	> 30 km			
categoria di esposizione	IV			
$k_r = 0,22$	$z_0 = 0,30 \text{ m}$	$z_{\min} = 8 \text{ m}$		
altezza della copertura dal suolo	$z = 15,5 \text{ m}$			
pendenza nuova falda $\alpha$	$10^\circ$			

- Coefficiente di esposizione  $c_e$

$$c_e = 2,09$$

- Coefficiente di forma  $c_p$

pressione esterna = -0,40

pressione interna = -0,20

$$c_p = -0,40 - 0,20 = -0,60 \text{ (depressione)}$$

- Coefficiente dinamico  $c_d$

correntemente

$$c_d = 1,0$$

Pressione del vento sulla nuova falda

$$p_f = q_b c_e c_p c_d = -39,12 \times 2,09 \times -0,60 = -49 \text{ daN/mq}$$

#### Sovraccarichi dovuti alla neve

zona	I alpina	altitudine	200 m.s.l.m.	pendenza $\alpha$	$10^\circ$
valore caratteristico carico della neve al suolo	$q_{sk} = 150 \text{ daN/mq}$				
coefficiente di esposizione	$C_E = 1,0$				

coefficiente termico

$$C_t = 1,0$$

coefficiente di forma

$$\mu_1 (\alpha) = 0,8$$

carico di neve

$$q_s = \mu_1 q_{sk} C_E C_t = 138 \text{ daN/mq}$$

In via cautelativa si assume un valore del sovraccarico della neve pari a 150 daN/mq

## 6. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Per quanto riguarda i dettagli delle caratteristiche geologiche e geotecniche e la relativa interpretazione nella attuale fase si fa riferimento a quanto adottato nell'ambito del progetto del fabbricato sviluppato nel 2009 ed alla corrispondente relazione richiamata nei riferimenti. In particolare, i parametri geotecnici adottati sono:

- angolo di resistenza al taglio pari a  $25^\circ$
- coesione non drenata ( $C_u$ ) pari a 70 kPa
- pressione massima sul terreno in 80 – 100 kPa

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, essendo il valore medio di  $C_u$  pari a 70 kPa, si considera per il suolo in esame la Categoria C, ovvero “Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza caratterizzati da valori di  $C_u$  compresi tra 70 e 250 kPa.

La falda acquifera è rinvenuta alla profondità massima di 5 m.

Con riferimento alle proprietà geotecniche, nelle verifiche di portanza sono stati adottati parametri di resistenza valutati tenendo conto delle risultanze delle indagini geognostiche e delle prove di sito, nonché di quanto evidenziato dall'osservazione diretta dei materiali estratti, con specifico riferimento al materiale previsto al di sotto dei terreni di riporto.

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) sono state effettuate nel rispetto dei principi illustrati di seguito. Per le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

ove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni e  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del terreno.

Per la verifica allo stato limite della portanza verticale delle fondazioni è stato utilizzato l'Approccio 2, ovvero con l'analisi della seguente combinazione di carico:

### **Combinazione: A1 + M1 + R3**

In particolare, con il simbolo A1 vengono indicati i coefficienti parziali delle azioni per la combinazione prescelta, con M1 vengono indicati i coefficienti parziali dei parametri geotecnici dei terreni, ovvero, il passaggio da valori caratteristici a valori di progetto, mentre

R3 indica i coefficienti parziali per le resistenze. Di seguito si riporta un quadro esemplificativo di tali coefficienti:

<b>COEFFICIENTI PARZIALI SULLE AZIONI <math>\gamma_f</math></b>				
	<b>Tipo Azioni</b>	<b>Coefficienti parziali</b>	<b>A1</b>	<b>A2</b>
<b>Azioni</b>	Permanenti sfavorevoli	$\gamma_{G1}$	1,30	1,00
	Permanenti non strutturali	$\gamma_{G2}$	1,50	1,30
	Accidentali sfavorevoli	$\gamma_Q$	1,50	1,30

<b>COEFFICIENTI PARZIALI SUI PARAMETRI GEOTECNICI <math>\gamma_M</math></b>				
	<b>Parametro</b>	<b>Coefficienti parziali</b>	<b>M1</b>	<b>M2</b>
<b>Parametri geotecnici</b>	Angolo di resistenza al taglio	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
	Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
	Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40
	Peso unità di volume	$\gamma_\gamma$	1,00	1,00

<b>COEFFICIENTI PARZIALI SUI PARAMETRI DI RESISTENZA <math>\gamma_R</math></b>				
<b>Resistenza</b>	<b>Simbolo</b>	<b>R1</b>	<b>R2</b>	<b>R3</b>
Capacità portante	$\gamma_{R,v}$	1,00	1,8	2,30
Scorrimento	$\gamma_{R,s}$	1,00	1,10	1,10

Coefficienti parziali per le combinazioni di carico

Per quanto riguarda la costante di sottofondo alla Winkler, sulla base delle caratteristiche geotecniche emerse a seguito delle indagini eseguite è stato assunto:

$$k_w = 5 \text{ daN/cm}$$



## **7. COMBINAZIONE DELLE AZIONI**

Tenuto conto dei carichi e delle azioni previste nel presente progetto, per le analisi del nuovo volume tecnico interrato si predispongono le seguenti condizioni di carico elementari:

- a) peso proprio strutture
- b) permanenti portati
- c) accidentali vari
- d) sisma direzione  $0^\circ$
- e) sisma direzione  $90^\circ$

Successivamente, utilizzando tali condizioni di carico, il programma si esegue il calcolo delle sollecitazioni e le relative verifiche di sicurezza in base alle combinazioni di carico previste dalle NTC 2018.

## 8. VALUTAZIONE PRELIMINARE DELLA SICUREZZA

Per le verifiche di sicurezza si adotta il sistema degli stati limite.

Per quanto riguarda il dettaglio delle caratteristiche geometriche delle carpenterie e delle sezioni si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

Per la sovrapposizione delle armature si prevedono le seguenti prescrizioni minime:

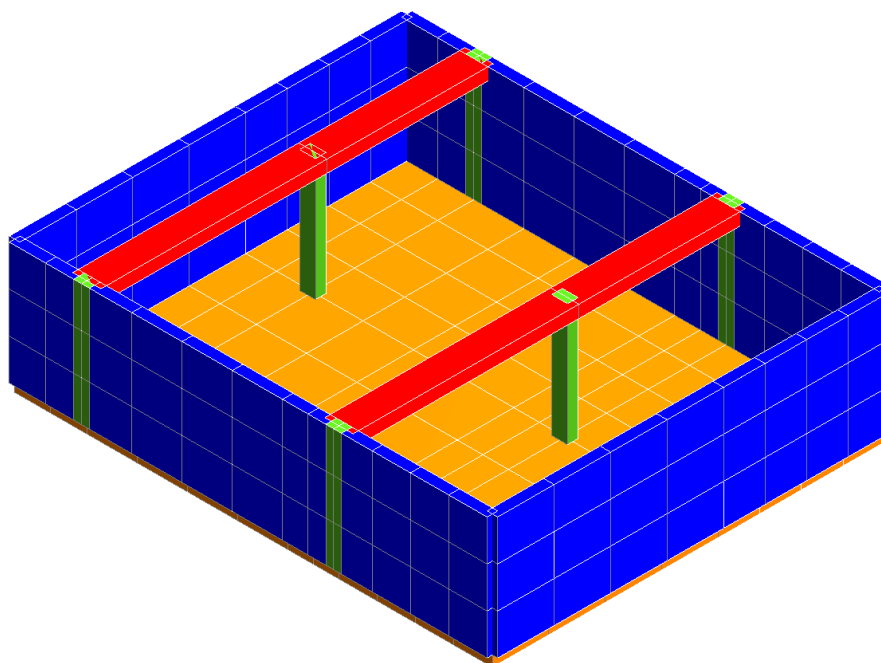
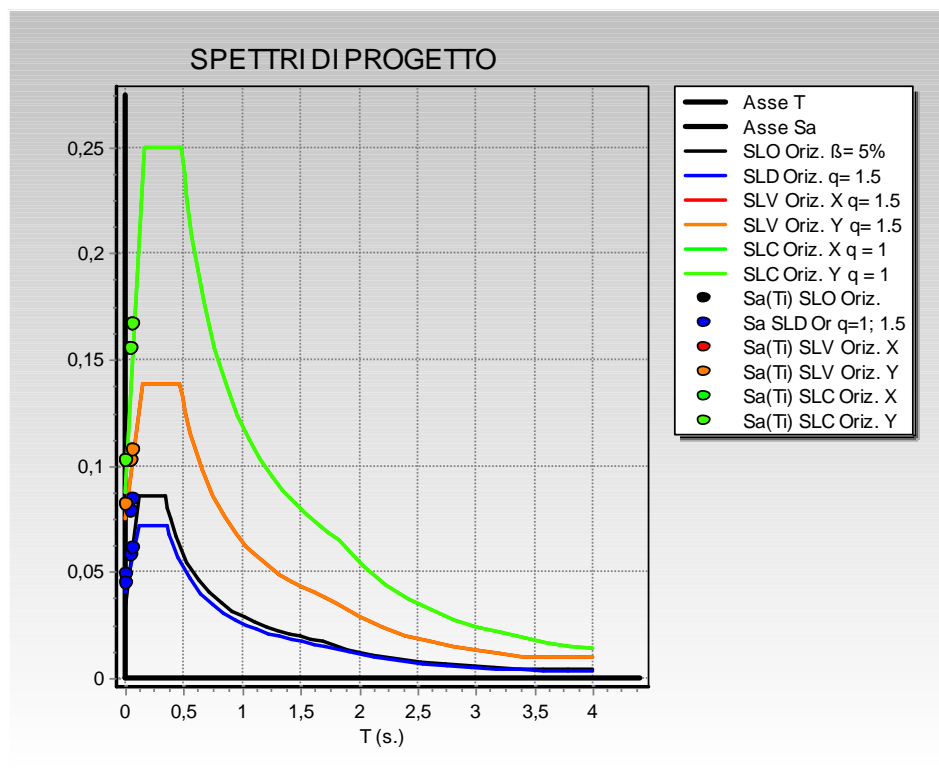
armatura in zona compressa	min. 40 $\phi$
armatura in zona tesa	da evitare – in caso min. 60 $\phi$
rete e.s.	min. 2 maglie

### *FABBRICATO INTERRATO PER LOCALI TECNICI E MAGAZZINI*

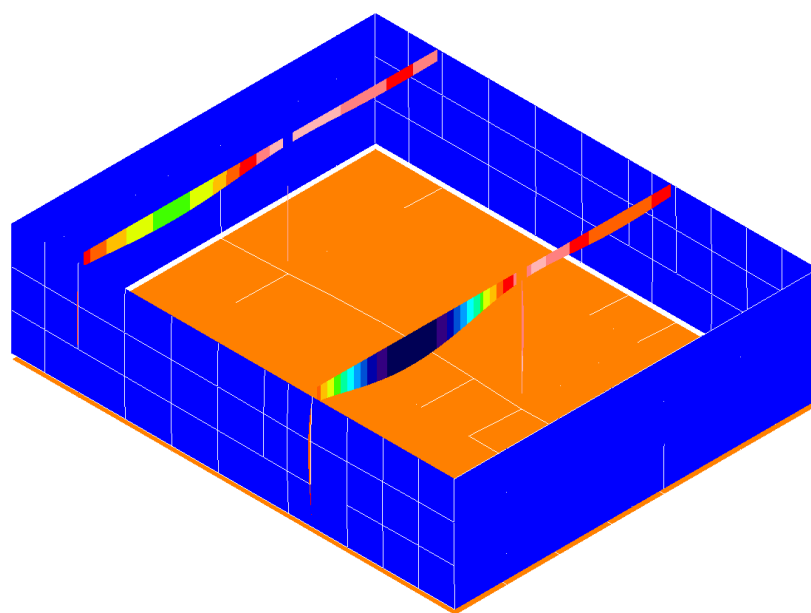
Per il fabbricato in oggetto, esaminato mediante modello matematico agli elementi finiti (C.D.S.), nei tabulati di calcolo sono riportati i massimi valori delle sollecitazioni per ciascun elemento strutturale (pilastri, piastre, travi, pareti, etc.) e le verifiche di sicurezza con i corrispondenti valori dei quantitativi minimi di armatura e delle sollecitazioni resistenti, oltre alle verifiche allo stato limite di danno e le verifiche agli stati limite di esercizio. Di seguito per una maggiore chiarezza e presentazione dei risultati si riportano i corrispondenti schemi grafici di sintesi.

## SPETTRO DI RISPOSTA DI PROGETTO

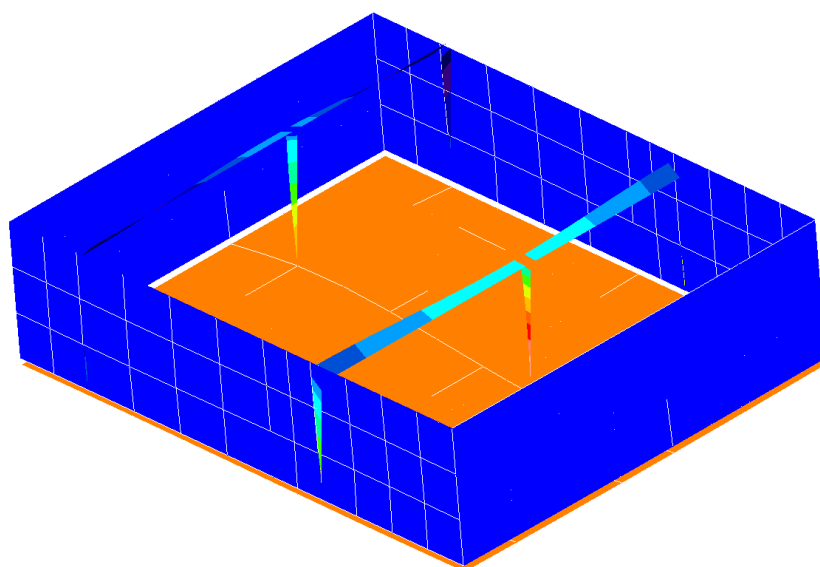
Lo spettro di risposta di progetto è riportato nel grafico che segue.



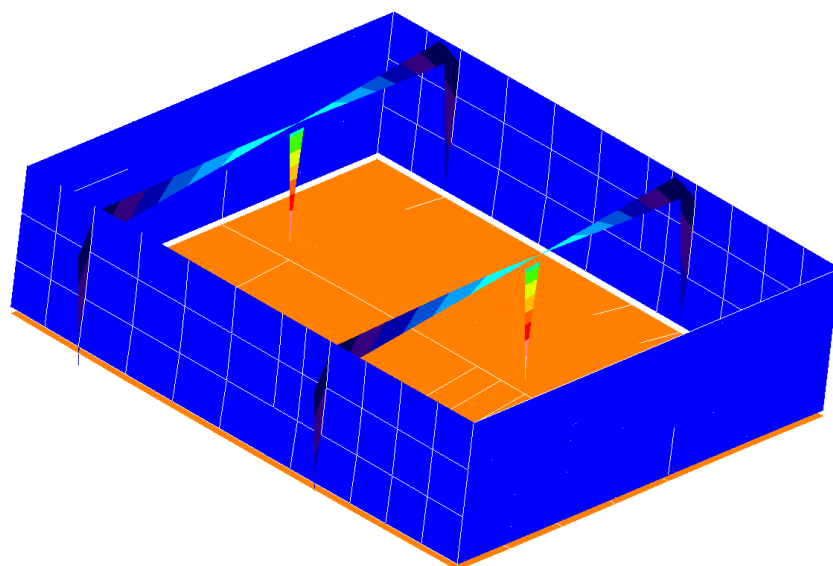
Vista generale del modello di calcolo



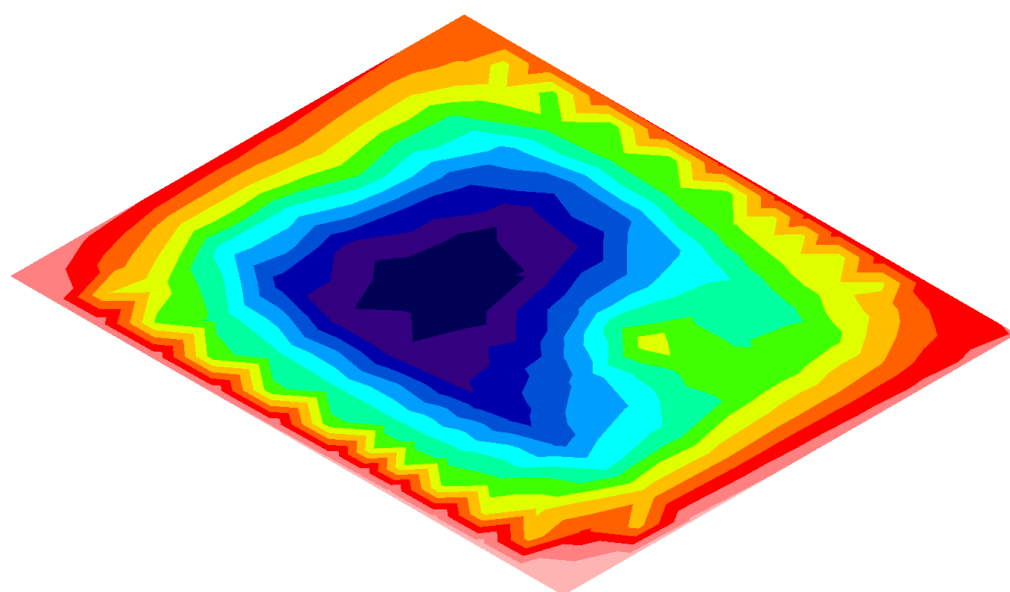
Deformata per combinazione di carico n.1 (carichi statici)



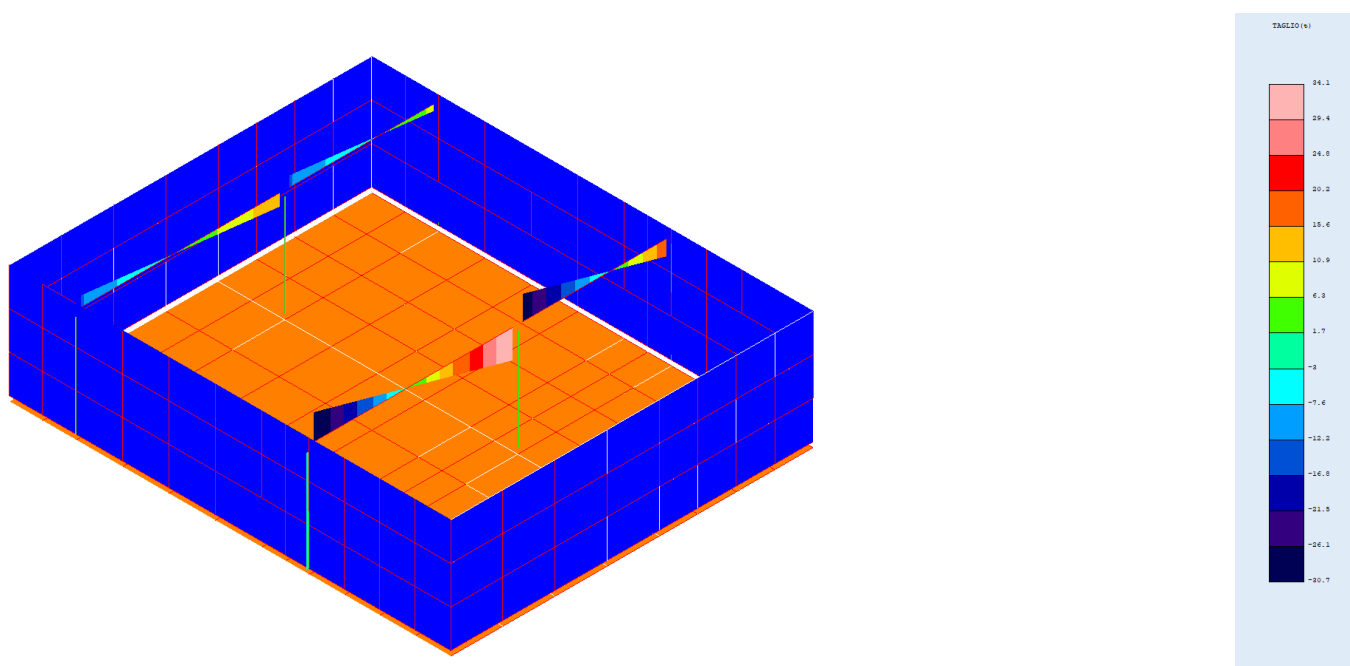
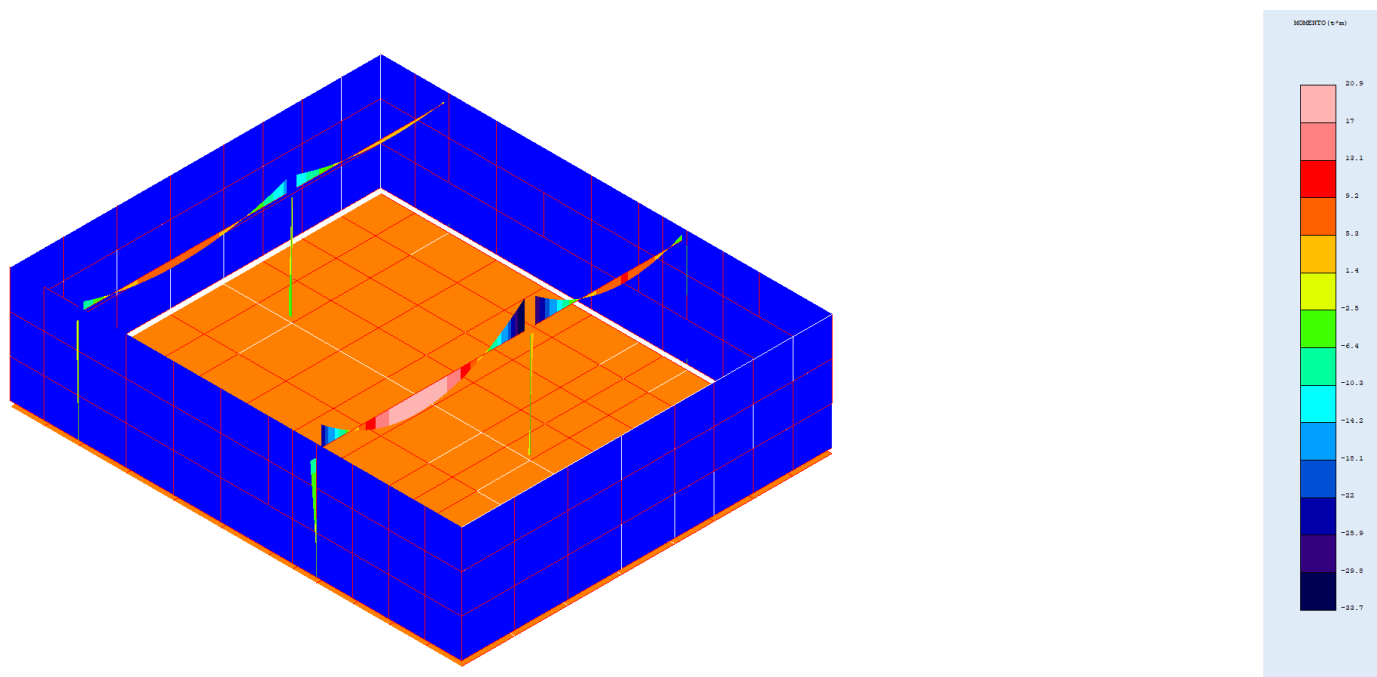
Deformata per sisma direzione +X



Deformata per sisma direzione +Y



Pressione contatto platea fondazione - combinazione carico n.1 (carichi statici)



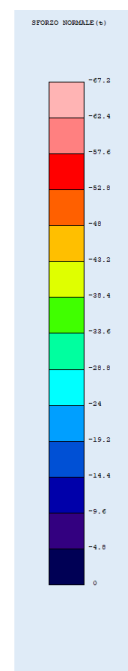
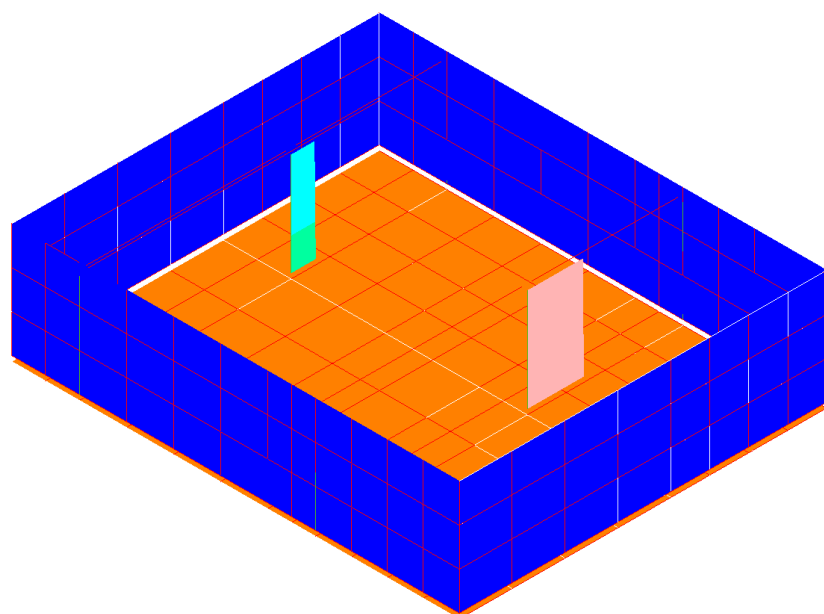
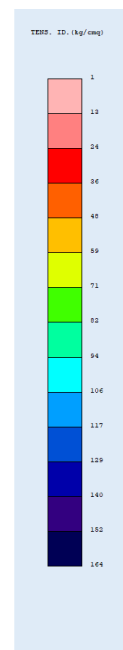
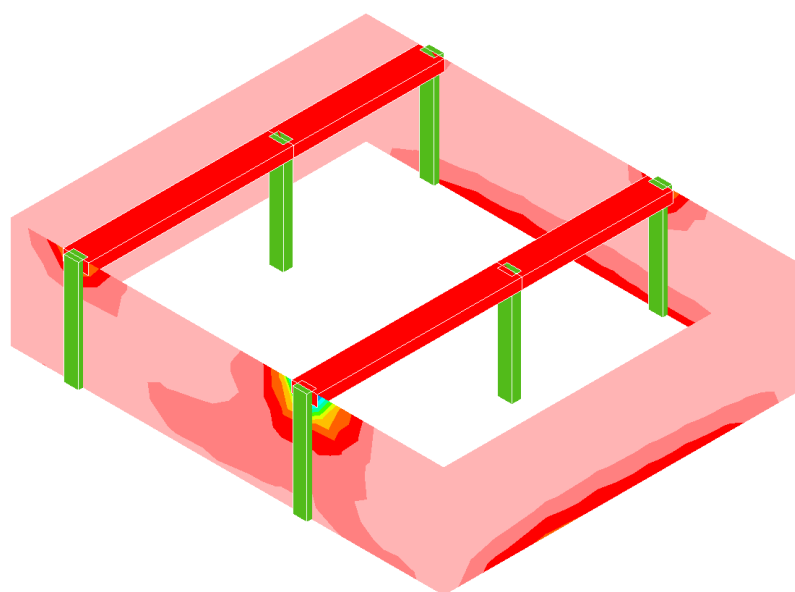


Diagramma sforzo normale – combinazione involucro dei carichi




Tensione ideale pareti – combinazione di carico statica

*INTERVENTO LOCALE SULLA COPERTURA DELL'EDIFICIO ESISTENTE*

Per l'intervento locale sulla copertura esistente, al fine di rendere utilizzabili alcuni dei locali presenti nel sottotetto, si riportano di seguito le verifiche preliminari.

Con riferimento al pannello coibentato di copertura si prevede di utilizzare pannelli con doppia lamiera di acciaio 0,5 + 0,5 mm con interposto l'isolamento termico di sp. 100 mm tipo Delta 5 della Isolpack. Facendo riferimento a, favore di sicurezza, allo schema statico ad una singola campata di luce 425 cm (in opera il pannello coibentato sarà su due campate di luce rispettivamente 425 cm e 120 cm) il produttore riporta un carico massimo uniformemente distribuito pari a 162 daN/mq, superiore al massimo sovraccarico di progetto.

CARICO MASSIMO UNIFORMEMENTE DISTRIBUITO (daN/m <sup>2</sup> ) - FRECCIA $\leq 1/100 L$ MAXIMUM UNIFORMLY DISTRIBUTED LOAD (daN/m <sup>2</sup> ) - DEFLECTION $\leq 1/100 L$											
Spessore Thickness (mm)	supporti supports	Distanza tra gli appoggi "L" in metri / Pitch "L" in metres between the supports									
											
		1.50	2.00	2.50	3.00	3.50	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00
30	0,5+0,5	691	310	170	104	69	47	33	24	18	13
40	0,5+0,5	766	359	206	132	90	64	47	35	27	21
50	0,5+0,5	838	404	241	159	112	82	61	47	37	29
60	0,5+0,5	907	455	277	187	134	100	76	60	47	38
80	0,5+0,5	1058	559	355	248	183	140	110	88	71	58
100	0,5+0,5	1195	655	428	306	231	180	144	117	96	80
120	0,5+0,5	1331	751	501	365	279	221	179	147	122	103
140	0,5+0,5	1467	846	574	424	328	263	214	178	149	126

Nella configurazione di progetto, la nuova copertura rialzata per consentire la realizzazione degli ambienti sottostanti, prevede travi HEB 140 appoggiate sui pilastri sempre HEB 140 in prosecuzione dei pilastri esistenti in c.a.

Nella configurazione più sfavorevole le nuove travi porta copertura si trovano ad operare con una luce di calcolo pari a 590 cm ed un'area di influenza di 6,30 / 2 m. In particolare le sollecitazioni nella configurazione di progetto risultano:

$$M_{\max} = 1/8 (\gamma_{G1} pp + \gamma_{G2} perm + \gamma_{Qi} q) l^2 =$$

$$1/8 [1,3 \times (0,34 + 0,20 \times 6,30 / 2) + 1,5 \times (1,50 \times 6,30/2)] \times 590^2 = 357.803 \text{ daN cm}$$

$$V_{\max} = 1/2 (\gamma_{G1} pp + \gamma_{G2} perm + \gamma_{Qi} q) l$$

$$1/2 [1,3 \times (0,34 + 0,20 \times 6,30 / 2) + 1,5 \times (1,50 \times 6,30/2)] \times 590 = 2.426 \text{ daN}$$

Tenuto conto delle resistenze a flessione ed a taglio del nuovo profilo metallico HEB 140, le verifiche di sicurezza risultano secondo le seguenti espressioni:



Momento resistente di calcolo a flessione retta

$$M_{c,Rd} = M_{p_{el},Rd} = W_{pl} f_{yk} / \gamma_{M0} = 216 \times 2.750 / 1,05 = 565.714 \text{ daN cm}$$

Resistenza di calcolo a taglio

$$V_{c,Rd} = A_v f_{yk} / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) = 9,8 \times 2.750 / (\sqrt{3} \times 1,05) = 14.819 \text{ daN}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = 0,63 < 1$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = 0,16 < 1$$

La verifica degli stati deformativi per tali travi risulta dalle seguenti condizioni:

$$\delta_{\max} = 1,89 \text{ cm} < \frac{L}{250} = 2,24 \text{ cm}$$