

Regione
**EMILIA
ROMAGNA**

Provincia di
Ravenna

Progetto per la
realizzazione di un
impianto fotovoltaico,
denominato "**Fossatone**",
con potenza nominale di
64.674,48 kWp da realizzarsi
nei Comuni di **Massa
Lombarda, Lugo, Conselice**

Comune di
**Massa
Lombarda**

Comune di
Lugo

Comune di
Conselice

P-r46

REV 00

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO

data .../.../2025

RICHIEDENTE

STM26 srl

Via Nenni 6E, Imola (BO)

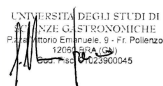
COORDINAMENTO

STEMM
Sviluppo e Progettazione
www.stemm.solar

Via Nenni 6E, Imola (BO)

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

Progetto agronomico



**UNISG Università degli Studi di scienze
gastronomiche di Pollenzo (CN)**

Progetto elettrico

Rodolfo Ciani

ING. ELETTRICO Via Leonardo da Vinci, 7 - 47122 FORLÌ
Tel: 349 2669483 - Fax: 0543 404810

Progetto strutturale

Giovanni Cancian

ING. CIVILE Via Largo Trieste, 74/d - 30029 S. STINO DI LIVENZA
Tel: 338 4193110 studiocancian@virgilio.it

Verifica compatibilità idraulica

Marco Lasen

ING. CIVILE Via Delle Alte, 60 - 31044 MONTEBELLUNA
Tel: 3477288783 marco.lasen@gmail.com

Valutazione di Impatto ambientale



TERRA srl

Consulenza ambientale-Pianificazione-Ingegneria forestale

Galleria Progresso, 5 San Donà di Piave 30027 - VE
www.terrasrl.com info@terrasrl.com tel. 0421 332784

Valutazione paesaggistica



DOTT. AGR. ANNA LETIZIA MONTI

Agronomo del paesaggio

Viale Oriani 42/2 - 30020 BOLOGNA
studio@annaletiziamonti.it

Verifica preventiva interesse archeologico



DOTT. CHRISTIAN PELACCI

Archeologo

Coordinamento progettuale richiesta A.U.

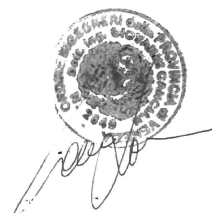


DANIELE BECCARO
Architetto

Corso Milano, 94 - 35139 PADOVA
arch.danielebeccaro@gmail.com

PROFESSIONISTI

Ing. Giovanni Cancian



Cancian ing. Giovanni

Viale Largo Trieste n. 74
S. Stino di Livenza (VE)
tel/fax 0421/310062 cell.
0338/4193110

COMUNE DI MASSA LOMBARDA

PROVINCIA DI RAVENNA

Oggetto : Progetto per la realizzazione di un impianto fotovoltaico, denominato
“Fossatone” con potenza nominale di 61.270,56 kW da realizzarsi nei Comuni di
Massa Lombarda, Lugo e Conselice

Committente: STEMM S.R.L.

RELAZIONE DI CALCOLO

S. Stino di Livenza, 30/03/2026

IL D.L. DELLE STRUTTURE

IL CALCOLATORE

ing CANCIAN GIOVANNI

(Rif. Rela_inizio)

INDICE

PREMESSA	2
NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
METODO E CODICI DI CALCOLO	5
CARATTERISTICHE E RESISTENZE DI CALCOLO DEI MATERIALI UTILIZZATI	7
ZONIZZAZIONE SISMICA, VITA NOMINALE, CLASSE D'USO	8
INQUADRAMENTO GEOTECNICO AI FINI SISMICI	10
AZIONI	12
COMBINAZIONI DI CARICO	16
VERIFICA STRUTTURE DI FONDAZIONE TRACKER.....	18
VERIFICA GEOTECNICA TRACKER.....	18
VERIFICA GEOTECNICA DI TRAZIONE.	23
CONCLUSIONI	25

ALLEGATI OUTPUT DI CALCOLO PLATEE DI FONDAZIONI CABINE ELETTRICHE

1. PREMESSA

La presente relazione si riferisce al dimensionamento ed alla verifica degli elementi strutturali previsti nell'ambito dei lavori di realizzazione di un impianto fotovoltaico denominato "Fossatone" da realizzarsi nei Comuni di Massa Lombarda, Lugo e Conselice.

Trattasi di impianto fotovoltaico della potenza complessiva di 61 Mw costituito da moduli di pannelli disposti su tracker con passo delle strutture verticali di 6872 mm. I pannelli fotovoltaici hanno dimensione di 1303 mm x 2384 mm. Le fondazioni della tettoia sono costituite da profili in acciaio infissi nel terreno con funzione di pali resistenti a compressione e trazione.

Le membrature sono state dimensionate nel rispetto della gerarchia delle resistenze ovvero il momento ultimo del pilastro è maggiore di quello delle travi ad esso convergenti e si sono scongiurate rotture di tipo fragile dovute a taglio. Nelle sezioni delle travate e delle pilastrate si sono individuate le zone critiche a partire dai nodi ed al loro interno si è provveduto a predisporre i dettagli costruttivi previsti dalle NTC; per dettagli si rimanda alle tavole esecutive di progetto.

Ai fini delle verifiche sono state individuate le azioni che interessano il manufatto e le relative sollecitazioni sia nella fase statica che in quella sismica; per le sezioni maggiormente caratterizzanti le strutture, sono state riportate le verifiche di stabilità e di resistenza adottando il metodo semiprobabilistico degli stati limite.

Per quanto qui non specificatamente riportato si rimanda alla "Relazione sui Materiali", alla "Relazione Geologica" e alla "Relazione Geotecnica" allegate alla documentazione progettuale.

* * *

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli e le verifiche riportate nella presente relazione sono stati condotti con riferimento al disposto delle seguenti norme:

- D.Min. Infrastrutture Min. Interni e Prot. Civile 17 Gennaio 2018 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
- D.Min. Infrastrutture Min. Interni e Prot. Civile 14 Gennaio 2008 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
- D.Min. Infrastrutture e trasporti 14 Settembre 2005 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
- D.M. LL.PP. 9 Gennaio 1996 "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996 "Norme tecniche relative ai <<Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi>>".
- D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996 "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".
- Circolare 4/07/96, n.156AA.GG./STC. istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai <<Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi>>" di cui al D.M. 16/01/96.
- Circolare 10/04/97, n.65AA.GG. istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/96.
- D.M. LL.PP. 20 Novembre 1987 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento".
- Circolare 4 Gennaio 1989 n. 30787 "Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento".
- D.M. LL.PP. 11 Marzo 1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- D.M. LL.PP. 3 Dicembre 1987 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate".
- UNI 9502 - Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso - edizione maggio 2001
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" e successive modificazioni e integrazioni.
- UNI EN 1990:2006 13/04/2006 Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale.
- UNI EN 1991-1-1:2004 01/08/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici.
- UNI EN 1991-2:2005 01/03/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: Carichi da traffico sui ponti.

- UNI EN 1991-1-3:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve.
- UNI EN 1991-1-4:2005 01/07/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento.
- UNI EN 1991-1-5:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche.
- UNI EN 1992-1-1:2005 24/11/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1992-1-2:2005 01/04/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio.
- UNI EN 1993-1-1:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1993-1-8:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti.
- UNI EN 1994-1-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1994-2:2006 12/01/2006 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti.
- UNI EN 1995-1-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici.
- UNI EN 1995-2:2005 01/01/2005 Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 2: Ponti.
- UNI EN 1996-1-1:2006 26/01/2006 Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture di muratura - Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata.
- UNI EN 1996-3:2006 09/03/2006 Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture di muratura - Parte 3: Metodi di calcolo semplificato per strutture di muratura non armata.
- UNI EN 1997-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali.
- UNI EN 1998-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
- UNI EN 1998-3:2005 01/08/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici.
- UNI EN 1998-5:2005 01/01/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

* * *

3. METODO E CODICI DI CALCOLO

Le calcolazioni sono state condotte adottando il metodo semiprobabilistico agli stati limite; sono stati soddisfatti i requisiti per la sicurezza allo stato limite ultimo (anche sotto l'azione sismica) e allo stato limite di esercizio. Per quanto riguarda le azioni sismiche sono state esaminate anche le deformazioni relative.

La schematizzazione della procedura progettuale adottata può essere così sinteticamente riassunta:

- individuazione della classe d'uso dell'opera e della sua vita utile;
- definizione delle azioni agenti in condizioni statiche e dinamiche attraverso l'individuazione delle condizioni di carico;
- predisposizione delle combinazioni di carico (con i relativi coefficienti di combinazione) allo SLU, SLE, SLV e SLD;
- stima dell'involuppo delle azioni agenti;
- predimensionamento delle membrature strutturali;
- applicazione dei criteri della gerarchia delle resistenze e scelta delle soluzioni strutturali che impediscono rotture fragili;
- verifica della funzionalità allo stato limite di danno delle strutture progettate.

La sicurezza e le prestazioni saranno garantite verificando gli stati limite sopra definiti in funzione dell'utilizzo della struttura, della sua vita nominale e di quanto stabilito dalle norme; in particolare si è verificata:

- la sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU e SLV) che possono provocare eccessive deformazioni permanenti, crolli parziali o globali, dissesti, che possono compromettere l'incolumità delle persone e/o la perdita di beni, provocare danni ambientali e sociali, mettere fuori servizio l'opera. Per le verifiche sono stati utilizzati i coefficienti parziali relativi alle azioni ed alle resistenze dei materiali in accordo a quanto previsto dalle NTC per i vari tipi di materiale. I valori utilizzati sono riportati nel seguito;
- la sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio (SLE) che possono limitare nell'uso e nella durata l'utilizzo della struttura per le azioni di esercizio. In particolare di concerto con il committente e coerentemente alle norme tecniche si sono definiti i limiti riportati nel seguito;
- la sicurezza nei riguardi dello stato limite del danno (SLD) causato da azioni sismiche con opportuni periodi di ritorno definiti di concerto al committente ed alle norme vigenti per le costruzioni in zona sismica;
- la robustezza nei confronti di opportune azioni accidentali in modo da evitare danni sproporzionati in caso di incendi, urti, esplosioni, errori umani.

Per quando riguarda le fasi costruttive intermedie la struttura non risulta sollecitata in maniera più gravosa della fase finale.

L'analisi strutturale condotta è stata del tipo: **sismica dinamica lineare.**

La ricerca dei parametri di sollecitazione è stata fatta secondo le disposizioni di carico più gravose avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale. Tali codici sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche.

Tale affermazione è suffragata dai seguenti elementi:

- grande diffusione del codice di calcolo sul mercato;
- storia consolidata del codice di calcolo (svariati anni di utilizzo);
- utilizzo delle versioni più aggiornate (dopo test);
- pratica d'uso frequente nell'attività professionale.

In particolare, sono stati utilizzati i seguenti programmi di calcolo:

PROSAP

Programma di calcolo strutturale agli elementi finiti prodotto dalla ditta 2 S.I. s.r.l. con sede in Via Garibaldi n. 90 nel Comune di Ferrara. Il presente software esegue il calcolo di strutture spaziali composte da elementi mono e/o bidimensionali anche con non linearità di materiale o con effetti dinamici.

Il sottoscritto ha esaminato preliminarmente la documentazione a corredo del software per valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. Tale documentazione, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati.

Il sottoscritto, inoltre, ha verificato l'affidabilità del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche. E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link www.2si.it e/o in allegato alla presente relazione.

La valutazione dell'attendibilità del software ha, inoltre, compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo proporzionamento della struttura. Si allega al termine della presente relazione elenco sintetico dei controlli svolti (verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati, comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, etc.) .

* * *

4. CARATTERISTICHE E RESISTENZE DI CALCOLO DEI MATERIALI UTILIZZATI

Nell'esecuzione delle opere in oggetto è previsto l'utilizzo dei seguenti materiali:

Acciaio per carpenteria

Classe dell'acciaio per carpenteria:	S 275
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{t,k} \geq 430 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{y,k} \geq 275 \text{ Mpa}$
Classe dell'acciaio per carpenteria:	S 355
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{t,k} \geq 510 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{y,k} \geq 355 \text{ Mpa}$
Classe delle viti:	8.8 e 10.9
Classe dei dadi:	8.8 S
Tensione caratteristica di rottura dei bulloni:	$f_{t,b} \geq 800 \text{ Mpa e } 1000 \text{ Mpa}$
Tensione caratteristica di snervamento bulloni:	$f_{y,b} \geq 640 \text{ Mpa e } 800 \text{ MPa}$

* * *

5. ZONIZZAZIONE SISMICA, VITA NOMINALE, CLASSE D'USO

La struttura oggetto della presente relazione è localizzata in:

Località: MASSA LOMBARDA

Comune: MASSA LOMABARDA

Provincia: RAVENNA

Regione: EMILIA ROMAGNA

Longitudine: 11,827

Latitudine: 44,446.

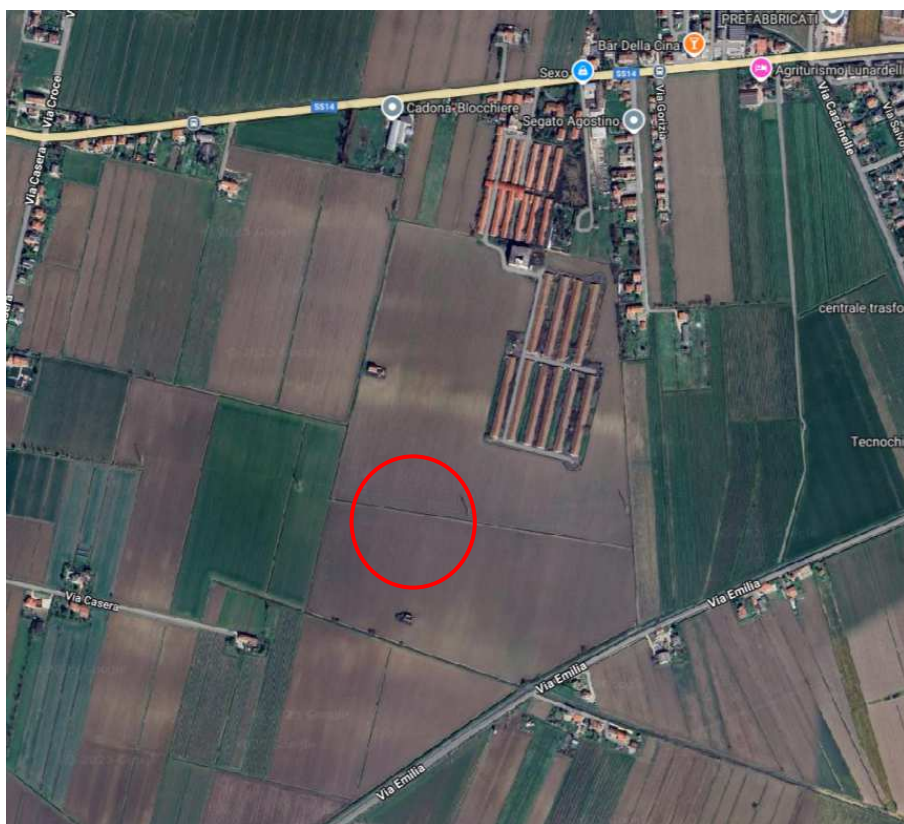
Le prestazioni della struttura e le condizioni per la sua sicurezza sono state individuate comunemente dal progettista e dal committente; a tal fine è stata posta attenzione al tipo della struttura, al suo uso e alle possibili conseguenze delle azioni indotte dal sisma. I parametri che, in questo senso, classificano la struttura sono:

Classe d'uso: II

Vita Nominale Vn: 50.anni

Coefficiente d'uso Cu: 1

Periodo Vr: 50 anni



Per la definizione dell'azione sismica, le NTC 2018 al punto 3.2.1 definiscono gli obiettivi prestazionali delle strutture, associando 4 stati limite della struttura e 4 probabilità di superamento nel periodo di riferimento.

Allo stato limite di Salvaguardia della Vita SLV, facente parte degli stati limite ultimi, è associata una probabilità di superamento pari al 10% nel periodo di riferimento. In definitiva, con riferimento allo studio e quindi ad una costruzione di Vita Nominale pari a 50 anni e di Classe d'Uso II, le NTC 2018 prevedono una progettazione/verifica allo Stato Limite Ultimo (nello specifico, allo SLV) con un valore specifico di a_g caratterizzato dalla probabilità P di superamento pari al 10% nel periodo di riferimento VR , che per il caso in oggetto, è pari a 50 anni.

L'analisi di vulnerabilità è stata condotta considerando lo stato limite ultimo caratterizzato dal seguente periodo di ritorno:

SLV 10 % in 55 anni Periodo di ritorno: 475 anni

Stato limite	P_{vr} (%)	T_R	a_g/g	F_o	T_c^* (sec)
SLO	81	30	0,0561	2,450	0,260
SLD	63	50	0,0710	2,438	0,270
SLV	10	475	0,1830	2,413	0,303
SLC	5	975	0,2375	2,423	0,309

* * *

6. INQUADRAMENTO GEOTECNICO AI FINI SISMICI

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel § 7.11.3 del D.M. 17.01.2018. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Per l'individuazione della suddetta categoria si è fatto riferimento ad una campagna d'indagine condotta nel sito di interesse di cui si riportano i diagrammi delle prove penetrometriche e dei sondaggi svolti:

- dal p.c. a m 0.40 ca. **terreno arativo**;
- da m 0.40 a m 1.70 ca. **sabbia limosa** con valori rappresentativi di resistenza alla punta $R_p = 45 \text{ kg/cm}^2$ e angolo $\Phi' = 29^\circ$;
- da m 1.70 a m 3.20 **limo argilloso** con valori rappresentativi di resistenza alla punta $R_p = 19 \text{ kg/cm}^2$ e resistenza al taglio $C_u = 0.95 \text{ kg/cm}^2$, passante nella CPT
- da m 3.20 a m 12.90 **argilla limosa** con valori rappresentativi di resistenza alla punta $R_p = 10 \text{ kg/cm}^2$ e resistenza al taglio $C_u = 0.5 \text{ kg/cm}^2$;
- da m 12.90 a m 14.00 **limo argilloso** con valori rappresentativi di resistenza alla punta $R_p = 16 \div 24 \text{ kg/cm}^2$ e resistenza al taglio $C_u = 0.8 \div 1.2 \text{ kg/cm}^2$;
- da m 14.00 a m 15.80 ca. **sabbia limosa** con valori rappresentativi di resistenza alla punta $R_p = 38 \text{ kg/cm}^2$ e angolo $\Phi' = 28^\circ$;
- da m 15.80 a m 19.80 **limo argilloso** con valori rappresentativi di resistenza alla punta $R_p = 15 \div 30 \text{ kg/cm}^2$ e resistenza al taglio $C_u = 0.75 \div 1.5 \text{ kg/cm}^2$;
- da m 19.80 a m 21.30 ca. **sabbia** con valori rappresentativi di resistenza alla punta $R_p = 65 \text{ kg/cm}^2$ e angolo $\Phi' = 32^\circ$.

7. AZIONI

I valori delle azioni considerati nei calcoli sono quelli previsti dal D.M. 17.01.2018; in particolare sono stati considerati i carichi elementari di seguito riportati:

ELEMENTI STRUTTURALI

- Peso calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

- Peso specifico acciaio da carpenteria = 7850 daN/mc

PESO PANNELLI FOTOVOLTAICI

- Peso proprio solaio = 12 daN/mq

Totale Permanente G_k = 12 daN/mq

Il carico provocato dalla neve sulla copertura è stato valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \times q_{sk} \times C_E \times C_T$$

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

q_{sk} valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E è il coefficiente di esposizione;

C_T è il coefficiente termico.

Nel caso in esame si ha:

- Regione: EMILIA ROMAGNA
- Periodo di ritorno: 50.anni
- Altezza S.L.M.: 13,0.metri
- Inclinazione della falda: 2,0°/0°
- $C_E = 1$
- $C_T = 1$

Risulta pertanto:

- Zona: II
- $\mu_1 = 0,80$

Carico neve al suolo $q_{sk} = 150,00$ daN/mq

CARICO NEVE $q_s = 120,0$ daN/mq

CARICO DOVUTO AL VENTO

La pressione cinetica di riferimento, in N/m², è data da :

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$$

dove:

v_b è la velocità di riferimento del vento (in m/s);

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 daN/m³.

Si ha inoltre:

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

dove:

q_b è la pressione cinetica di riferimento;

c_e è il coefficiente di esposizione:

$$c_e(z) = k^2 c_t \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \left[7 + c_t \ln \frac{z}{z_0} \right] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento.

c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

Nel caso in esame si ha:

- Zona vento: 1
- Distanza dalla costa: Entroterra tra 10 e 40 km dalla costa.
- Periodo di ritorno: 50 anni
- Pressione di riferimento: 39 daN/mq
- Classe rugosità: D
- Categoria esposizione: III
- Coefficiente topografico: 1
- Coefficiente dinamico: 1
- Coefficiente di esposizione a quota $C_e = 1,85$
- Coefficiente di forma $C_p = 1$

PRESSIONE DEL VENTO $p = 72,0 \text{ daN/mq}$

I coefficienti di forza per tettoie a semplice falda sono stati determinati in base alla tabella sotto riportata

Tabella G.XII – Coefficienti di forza per tettoie a semplice falda (α in °).

Valori positivi	Tutti i valori di φ	$c_F = + 0,2 + \alpha/30$
Valori negativi	$\varphi = 0$	$c_F = - 0,5 - 1,3 \cdot \alpha/30$
	$\varphi = 1$	$c_F = -1,4$

Per cui in funzione dell'inclinazione di 40 ° si ottengono i seguenti risultati:

$$cF+ = 2,273$$

$$cF- = -2,273$$

AZIONE DELLA TEMPERATURA

Variazioni giornaliere e stagionali della temperatura esterna, irraggiamento solare e convezione comportano variazioni della distribuzione di temperatura nei singoli elementi strutturali. La severità delle azioni termiche è in generale influenzata da più fattori, quali le condizioni climatiche del sito, l'esposizione, la massa complessiva della struttura e la eventuale presenza di elementi non strutturali isolanti.

Le temperature dell'aria esterne (§ 3.5.2), dell'aria interna (§ 3.5.3) e la distribuzione della temperatura negli elementi strutturali (§ 3.5.4) vengono assunte in conformità alle prescrizioni delle NTC; nel caso in esame si ha:

- Temperatura massima esterna $T_{max} = 42^{\circ}C$
- Temperatura minima esterna $T_{min} = -15^{\circ}C$
- Temperatura interna $T_{int} = 20^{\circ}C$
- Distribuzione della temperatura negli elementi strutturali:

AZIONI ECCEZIONALI

Le azioni eccezionali, che si presentano in occasione di eventi quali incendi, esplosioni ed urti, solo in taluni casi vanno considerate nella progettazione, quando ciò è richiesto da specifiche esigenze strutturali, si farà riferimento ai § 3.6.1, 3.6.2 e 3.6.3 delle NTC.

AZIONE SISMICA

L'analisi della struttura soggetta all'azione sismica è stata di tipo lineare

I parametri assunti sono risultati:

Risposta locale del sisma:

Categoria Sottosuolo: C

Categoria Topografica: T1

Fattore di struttura

Classe di Duttilità $K_D = \text{BASSA}$

Regolarità altezza $K_R = 1,00$

Fattore K_w $K_w = 1,00$

Tipologia direzione X $q_{0,x} = 1,00$

Fattore di struttura $q_x = 1,00$

Tipologia direzione Y $q_{0,y} = 1,00$

Fattore di struttura $q_y = 1,00$

Fattore di struttura $q_z = 1,5$

Smorzamento viscoso $\xi = 5\%$

Sisma: Parametri a_g , F_o , T_c^*

Stato limite	$P_{vr} (\%)$	T_R	a_g/g	F_o	$T_c^* (\text{sec})$
SLO	81	30	0,0561	2,450	0,260
SLD	63	50	0,0710	2,438	0,270
SLV	10	475	0,1830	2,413	0,303
SLC	5	975	0,2375	2,423	0,309

Amplificazione stratigrafica

Stato limite	$P_{vr} (\%)$	S	S_T	S_s	C_c	T_c (sec)
SLO	81	1,50	1,00	1,500	1,737	0,378
SLD	63	1,50	1,00	1,500	1,639	0,425
SLV	10	1,50	1,00	1,500	1,451	0,544
SLC	5	1,50	1,00	1,500	1,405	0,581

* * *

8. COMBINAZIONI DI CARICO

Con riferimento alle azioni elementari prima determinate, si sono considerate le seguenti combinazioni di carico:

- **Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):**

$$F_d = \gamma_g G_k + \gamma_p P_k + \gamma_q \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} \psi_{0i} Q_{ik} \right]$$

dove:

G_k = valore caratteristico delle azioni permanenti

P_k = valore caratteristico della forza di precompressione

Q_{1k} = valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione

Q_{ik} = valore caratteristico dell'i-esima azione variabile

γ_g = coeff. parziale = 1.3 (1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

γ_p = coeff. parziale = 0.9 (1.2 se il suo contributo diminuisce la sicurezza)

γ_q = coeff. parziale = 1.5 (0.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

- **Combinazione sismica (SLV):**

$$F_d = E + G_k + P_k + \left[\sum_i (\psi_{ji} Q_{ik}) \right]$$

dove:

E = valore dell'azione sismica per lo stato limite in esame

Q_k = valore caratteristico delle azioni permanenti

P_k = valore caratteristico delle azioni di precompressione

Q_{ki} = valori caratteristici delle azioni variabili, tra loro indipendenti

$\psi_{0,i}$ = coeff. che fornisce il valore raro dell'azione variabile

- **Stato Limite di Danno (SLD):**

L'azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo stato limite di danno, è stata combinata con le altre azioni mediante la seguente relazione:

$$F_d = E + G_k + P_k + \left[\sum_i (\psi_{ji} Q_{ik}) \right]$$

dove:

E = valore dell'azione sismica per lo stato limite in esame

Q_k = valore caratteristico delle azioni permanenti

P_k = valore caratteristico delle azioni di precompressione

Q_{ki} = valori caratteristici delle azioni variabili, tra loro indipendenti

$\psi_{0,i}$ = coeff. che fornisce il valore raro dell'azione variabile

- **Stato Limite di Esercizio (SLE):**

Le combinazioni previste per gli SLE sono le seguenti:

$$F_r = G_k + P_k + Q_{1k} + \sum_i (\psi_{0i} Q_{ik}) \quad \text{combinazione rara}$$

$$F_f = G_k + P_k + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ik}) \quad \text{combinazione frequente}$$

$$F_q = G_k + P_k + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ik}) \quad \text{combinazione quasi permanente}$$

dove:

ψ_{1i} = coeff. atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattali di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;

ψ_{2i} = coeff. atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei

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

In particolare si sono considerate le seguenti combinazioni:

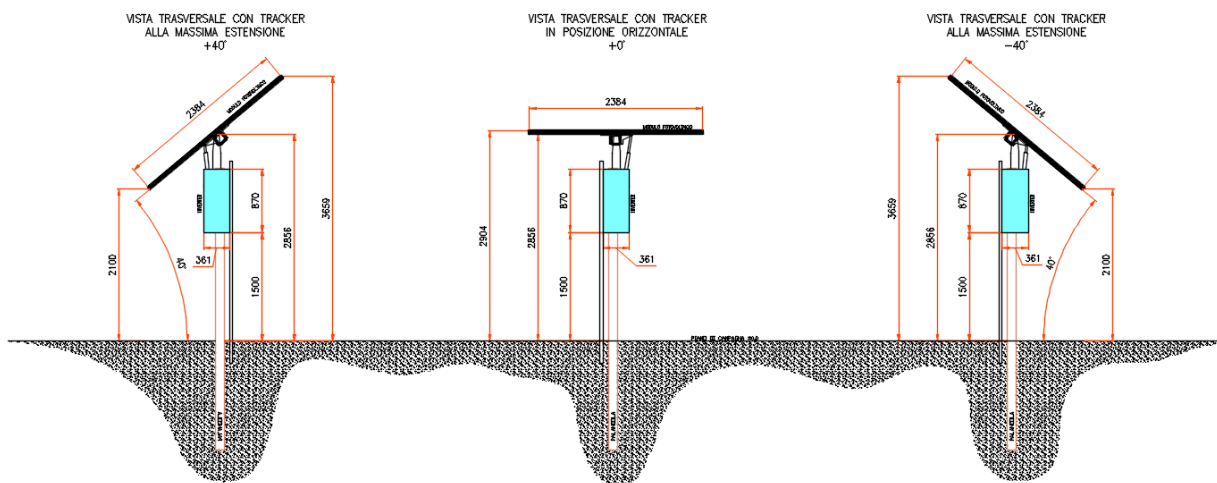
Comb. 1	P.P.+ PERMANENTI	1
Comb. 2	P.P.+ PERMANENTI	1
	NEVE	0.75
	VENTO Y	0.9

....

* * *

9. VERIFICA STRUTTURE DI FONDAZIONE TRACKER.

La struttura e il suo comportamento sotto le azioni statiche e dinamiche è stato adeguatamente valutato, interpretato. Il posizionamento che possono assumere i pannelli durante l'arco della giornata è rappresentato dalla seguente figura.



Le configurazioni di seguito riportate producono ai fini del calcolo le seguenti verifiche per quanto riguarda l'azione del vento agente sugli stessi.

10. VERIFICA GEOTECNICA TRACKER.

Le sollecitazioni da assumere per le verifiche di calcolo sono:

$$P = 1,5 \times 2,273 \times 72 \times 2,384 \times 6,872 = 4021,72 \text{ kg} = 40,22 \text{ kN}$$

$$M = 4021,72 \times 2,856 \text{ m} = 11486,05 \text{ kgm} = 114,86 \text{ kNm}$$

Si pensa di infiggere nel terreno ai fini delle verifiche geotecniche un profilo IPE 300

Il modello resistente assunto per la verifica geotecnica considera la plasticizzazione del terreno tramite l'instaurarsi di un cinemismo a cuneo attivo e passivo, rispettivamente a monte e a valle del montante della barriera soggetta alla forza dell'urto. La forza totale resistente $F_{pt}(z)$ agente sulla porzione di montante lungo z , viene calcolata sottraendo la forza attiva (calcolata in accordo alla teoria di Rankine) alla forza passiva, quest'ultima viene calcolata in base allo schema riportato nella figura di seguito riportata, assumendo che la condizione di rottura alla Mohr-Coulomb avvenga in corrispondenza dei piani ADE, BCF e AEFB.

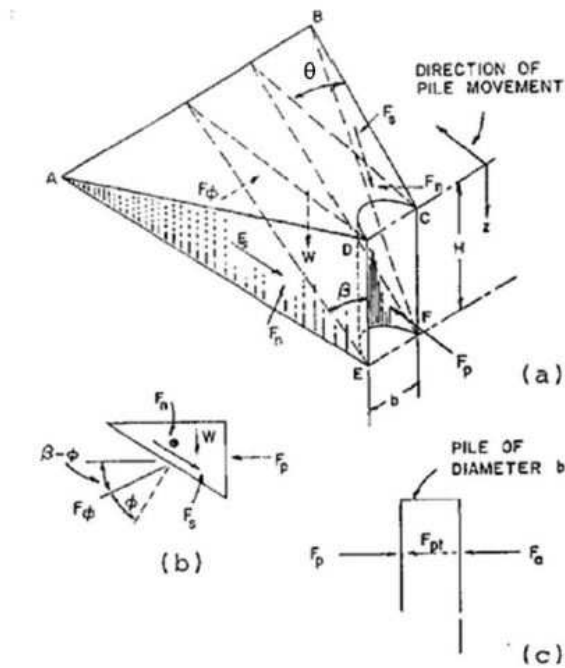


Figura 1 - Cuneo di terreno resistente

Risulta:

$$F_{pt}(z) = \gamma \cdot z^2 \cdot \left[\frac{K_0 \cdot z \cdot \tan \phi \cdot \tan \beta}{3 \tan(\beta - \phi) \cdot \cos \theta} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} \cdot \left(\frac{\phi_{palo}}{2} + \frac{z}{3} \cdot \tan \beta \cdot \tan \theta \right) + \frac{K_0 \cdot z \cdot \tan \beta}{3} \cdot (\tan \phi \cdot \sin \beta - \tan \theta) - \frac{K_A \cdot \phi_{palo}}{2} \right]$$

Dove:

γ = densità del terreno = 19 kN/mc

z = profondità di infissione de montante = 3.00 m

ϕ = angolo di attrito interno del terreno bonificato = 26°

ϕ_{palo} = larghezza del montante = 0.15 m

θ = varia tra $\phi/2$ e $\phi/3$ per le sabbie sciolte, mentre può raggiungere valori prossimi all'angolo ϕ per sabbie dense; nel caso di specie, tenuto conto che il terreno dell'arginello viene interamente bonificato, si considera $\theta = 13^\circ$

$\beta = 45 + \phi/2 = 58^\circ$

K_0 = coefficiente di spinta a riposo = $1 - \sin \phi = 0.5616$

K_a = coefficiente di spinta attiva = 0.38

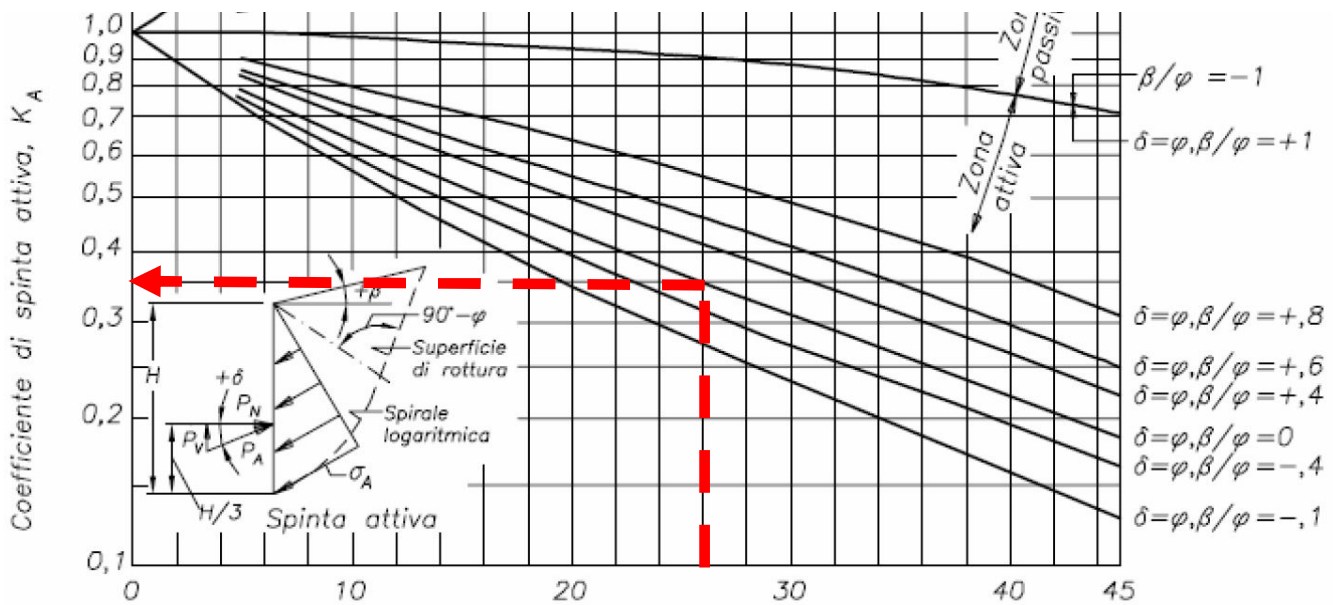


Figura 2 - Coefficiente di spinta attiva secondo NAVFAC

Sostituendo i valori nella formula precedente, si ha:

$$F_{pt} = 341,37 \text{ kN}$$

Il valore del rapporto tra capacità e domanda risulta:

$$\xi = F_{pt} / F_{ed} = 341.37 / 40.22 = 8.487 > 1 \text{ verifica soddisfatta}$$

Analogo risultato si può ottenere considerando che, con le sezioni tipo di progetto, la larghezza minima dell'arginello a tergo del montante (mai inferiore a circa 1 metro), si può ritenere indefinita rispetto alla dimensione trasversale del montante stesso (15 cm); è, pertanto, applicabile il metodo di Broms considerando il palo (montante) flessibile (palo lungo) e libero di ruotare in testa. Con terreno di classe A-1 si può assumere un angolo di attrito interno pari a 26° per cui il coefficiente di spinta passiva è calcolabile mediante il grafico di seguito riportato.

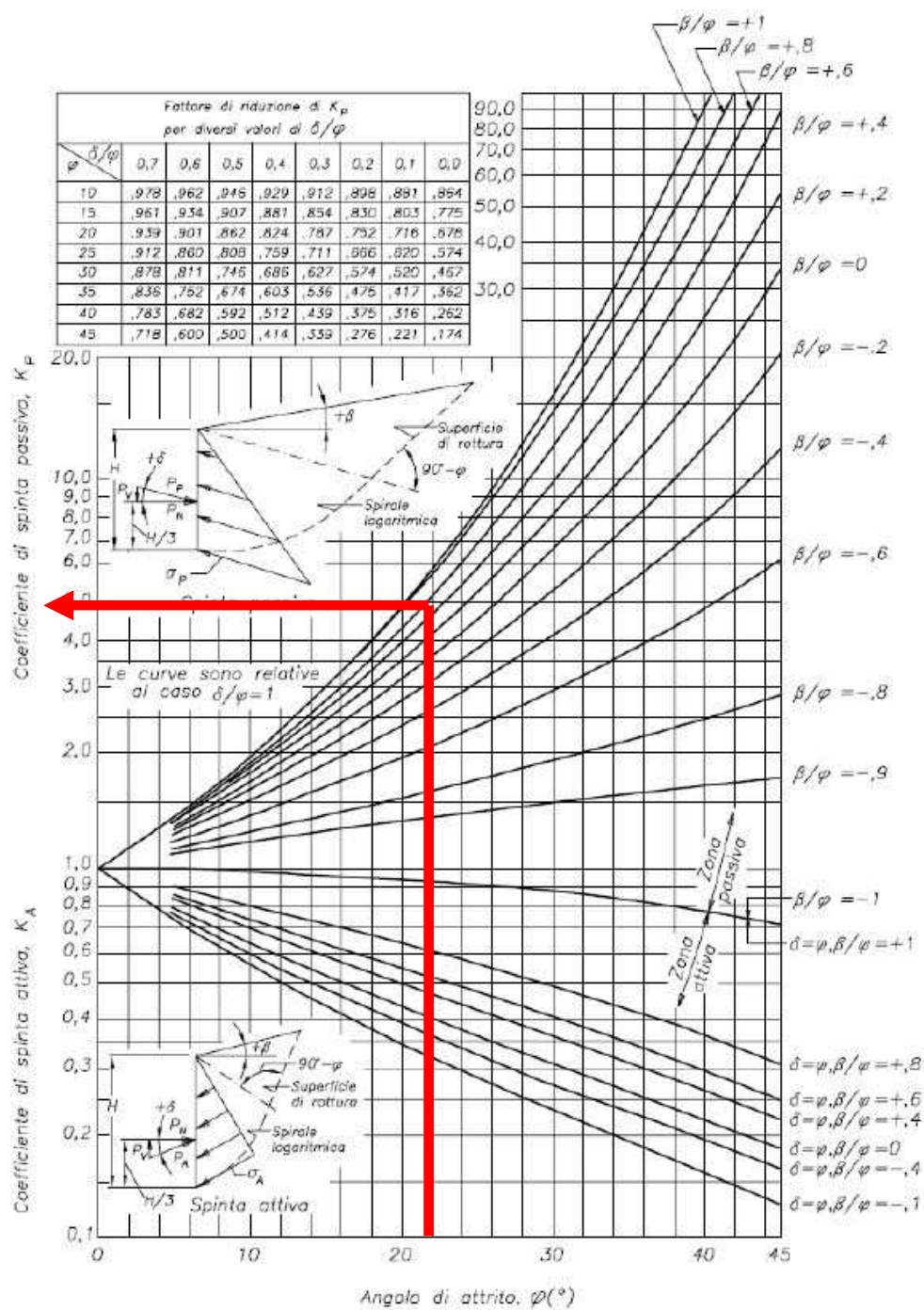


Figura 3 - Coefficiente di spinta passiva secondo NAVFAC

Inoltre, per il palo in acciaio immerso in terreno A-1 si può considerare un angolo di attrito terreno-montante pari a:

$$\delta = 20^\circ$$

Quindi risulta:

$$\delta/\varphi = 20^\circ/26^\circ = 0,769$$

Fattore di riduzione di K_p per diversi valori di δ/φ								
$\varphi \backslash \delta/\varphi$	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0
10	,978	,962	,946	,929	,912	,898	,881	,864
15	,961	,934	,907	,881	,854	,830	,803	,775
20	,939	,901	,862	,824	,787	,752	,716	,678
25	,912	,860	,808	,759	,711	,666	,620	,574
30	,878	,811	,746	,686	,627	,574	,520	,467
35	,836	,752	,674	,603	,536	,475	,417	,362
40	,783	,682	,592	,512	,439	,375	,316	,262
45	,718	,600	,500	,414	,339	,276	,221	,174

Il coefficiente di spinta passiva risulta dunque pari a:

$$K_p = 5 \times 0.878 = 4.39 \rightarrow \text{si assume } K_p = 4,30$$

Se, come nel caso di cui trattasi, il palo è flessibile (palo lungo) uguagliando il momento massimo sul montante con il momento di plasticizzazione dello stesso si ottiene:

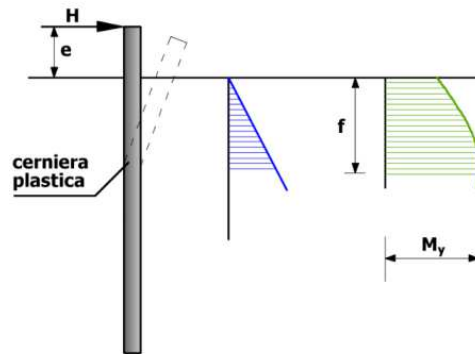


Figura 4 - Palo lungo: formazione della cerniera plastica

$$H_{ult} = \left[\frac{M_y \cdot \sqrt{K_p \cdot \gamma \cdot D}}{0.544} \right]^{\frac{2}{3}}$$

$$M_y = 123,35 \text{ kNm.}$$

$$\gamma = \text{densità del terreno} = 19 \text{ kN/mc}$$

$$\varphi_{\text{palo}} = \text{larghezza del montante} = 0.15 \text{ m}$$

Si ottiene:

$$H_{ult} = 85.73 \text{ kN}$$

Il valore del rapporto tra capacità e domanda risulta:

$$\xi = H_{ult} / F_{ed} = 85.73 / 40.22 = 2.131 > 1 \text{ verifica soddisfatta}$$

VERIFICA GEOTECNICA DI TRAZIONE.

Considerando la configurazione con pannello orizzontale il coefficiente C_f ai fini della sicurezza viene assunto pari a $C_F = 1,4$.

Ne consegue che la sollecitazione a trazione agente sul palo risulta essere:

$$P = 1,5 \times 1,40 \times 72 \times 2,384 \times 6,872 = 2477,09 \text{ kg} = 24,77 \text{ kN}$$

Si riportano di seguito le verifiche a trazione sul palo:

DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE DEL PALO DI FONDAZIONE

Dati di input

Tipo di palo:	Palo battuto
Diametro equivalente del palo:	0,36 m
Lunghezza del palo:	3 m
Quota della testa del palo dal piano campagna:	0 m
Profondità punta del palo da piano campagna:	3 m
Quota media della falda freatica:	-1,2 m
Peso specifico terreno:	1,8 t/mc
Peso specifico terreno immerso:	0,8 t/mc

Portata limite per attrito laterale

1) - Strati coerenti

D quota [-m]	A quota [-m]	Sp. Strato [m]	Prof. Strato [m]	Sup. Lat. [mq]	Cu [t/mq]	a	Port. [ton]
1,70	3,00	1,30	2,35	1,47	9,50	0,35	4,89

4,89

2) - Strati
incoerenti

Pressione verticale efficace alla testa del palo = 0,00 t/mq

D quota [-m]	A quota [-m]	Sp. Strato [m]	Prof. Strato [m]	Sup. Lat. [mq]	sv' [t/mq]	F	K	Tan F	Port. [ton]
0,40	1,70	1,30	1,05	1,47	1,89	29,00	1	0,5540	1,54

1,54

Portata limite per punta
(impiego dei coefficienti N_q^*)

$L/D = 8,333333$

Strato incoerente

**Superficie di
base**
mq

s'v
[t/mq]

Cu*

Portata
[ton]

0

3,60

9,50

0

Portata limite di esercizio

Coefficiente di sicurezza 1,44

Portata laterale: 6,42

Coefficiente $R_3 = 1,15$

Portata di punta: 0

Coefficiente $R_3 = 1,35$

Peso al palo: 0,007536 ton

**Portata
ammissibile: 3,884917 ton**

11. CONCLUSIONI

Al fine di fornire un giudizio motivato di accettabilità dei risultati, come richiesto al § 10.2 NTC18, il sottoscritto progettista strutturale assevera di aver:

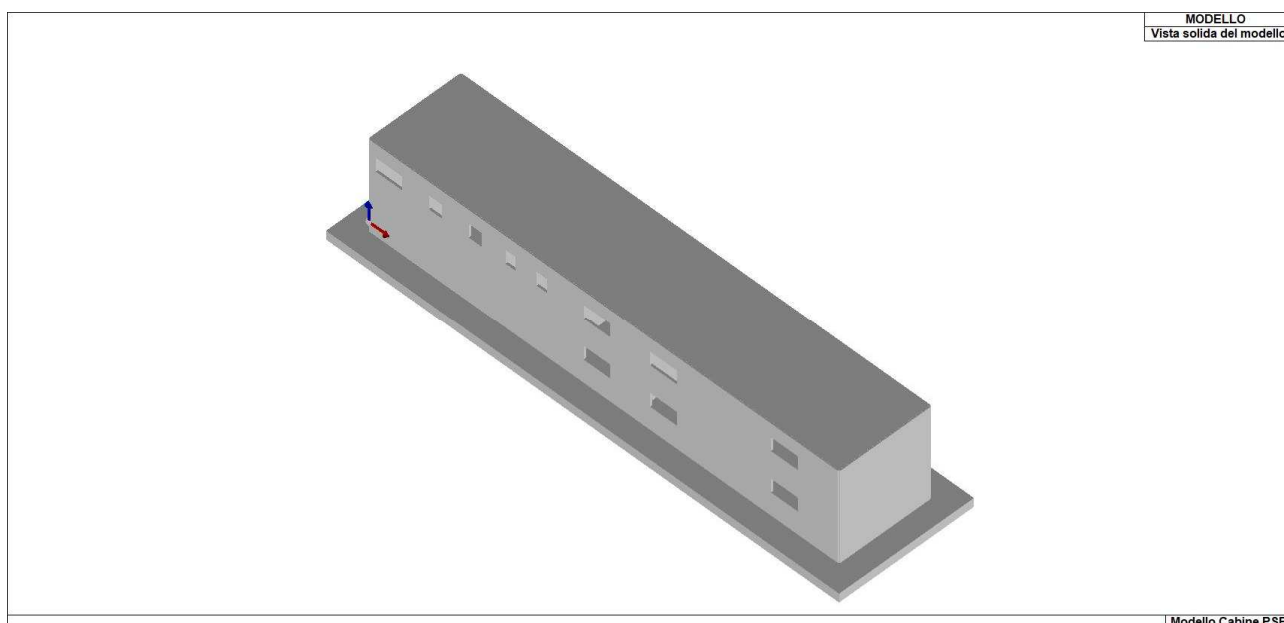
- a) esaminato preliminarmente la documentazione a corredo del software PROSAP e di ritenerlo affidabile ed idoneo per la progettazione della struttura in oggetto;
- b) controllato accuratamente i tabulati di calcolo;
- c) confrontato i risultati del software con quelli ottenuti con semplici calcoli di massima;
- d) esaminato gli stati tensionali e deformativi e di ritenerli consistenti e coerenti con la schematizzazione e modellazione della struttura.

Il sottoscritto, pertanto, ritiene che i risultati riportati nel presente elaborato siano corretti e che il progetto strutturale sia conforme alle Leggi 1086/71 e 64/74, e al DM 17/01/2018 (Norme tecniche per le costruzioni).

* * *



Elaborato: **RELAZIONE ILLUSTRATIVO SINTETICA**



Ubicazione: Località MASSA LOMBARDA (RA) Comune di MASSA LOMBARDA (RA)
Provincia di RAVENNA (Regione EMILIA-ROMAGNA)

Progetto: Progetto per la realizzazione di un impianto fotovoltaico, denominato "Fossatone" con potenza nominale di 61.270,56 kW da realizzarsi nei Comuni di Massa Lombarda, Lugo e Conselice

Committente: Stemm srl
Via Nenni 6E, Imola (BO)

Progettista: Ingegnere Giovanni Cancian
Viale Trieste 74/d 30029 SANTO STINO DI LIVENZA VE
0421/310062
cancigiovi@gmail.com

INDICE

1.	RELAZIONE ILLUSTRATIVO SINTETICA.....	2
1.1	PREMESSA	2
1.2	QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO ADOTTATO.....	2
1.3	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA.....	2
2.	MODELLAZIONE.....	5
2.1	ELEMENTI FINITI – SEZIONI E SPESSORI	5
3.	CARATTERISTICHE MATERIALI UTILIZZATI.....	8
3.1	ELENCO DEI MATERIALI IMPIEGATI.....	8
4.	NEVE E VENTO	10
5.	ANALISI DEI CARICHI DEI SOLAI	12
6.	AZIONE SISMICA.....	14
6.1	CALCOLO FATTORE DI COMPORTAMENTO.....	15
7.	SCHEMATIZZAZIONE DEI CASI DI CARICO	22
8.	DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI	31
8.1	TIPO DI ANALISI EFFETTUATE	32
8.2	COMBINAZIONI E/O PERCORSI DI CARICO	32
9.	PRINCIPALI RISULTATI	36
10.	SINTESI DELLE VERIFICHE DI SICUREZZA.....	67
11.	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI.....	74

Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo

Codice di calcolo:	PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program
Versione:	PROFESSIONAL (build 2026-03-204)
Produttore-Distributore:	2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l. Via Garibaldi, 90 44121 Ferrara FE (Italy) Tel. +39 0532 200091 www.2si.it
Codice Licenza:	Licenza dsi3592

In merito al punto 10.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (*Affidabilità dei codici utilizzati*), si fa riferimento al **Documento di Affidabilità** “Test di validazione del software di calcolo PRO_SAP e dei moduli aggiuntivi PRO_SAP Modulo Geotecnico, PRO_CAD nodi acciaio e PRO_MST” disponibile per il download sul sito: <https://www.2si.it/it/prodotti/affidabilita/>

1. RELAZIONE ILLUSTRATIVO SINTETICA

1.1 PREMESSA

Nella presente introduzione sono riportati i principali elementi di inquadramento del progetto esecutivo riguardante le strutture, in relazione agli strumenti urbanistici, al progetto architettonico, al progetto delle componenti tecnologiche in generale e alle prestazioni attese dalla struttura.

1.2 QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO ADOTTATO

Le Norme e i documenti assunti a riferimento per la progettazione strutturale vengono indicati di seguito.

Progetto-verifica degli elementi	
Progetto cemento armato	D.M. 17-01-2018
Progetto acciaio	D.M. 17-01-2018
Progetto legno	D.M. 17-01-2018
Progetto muratura	D.M. 17-01-2018
Azione sismica	
Norma applicata per l' azione sismica	D.M. 17-01-2018

1.3 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

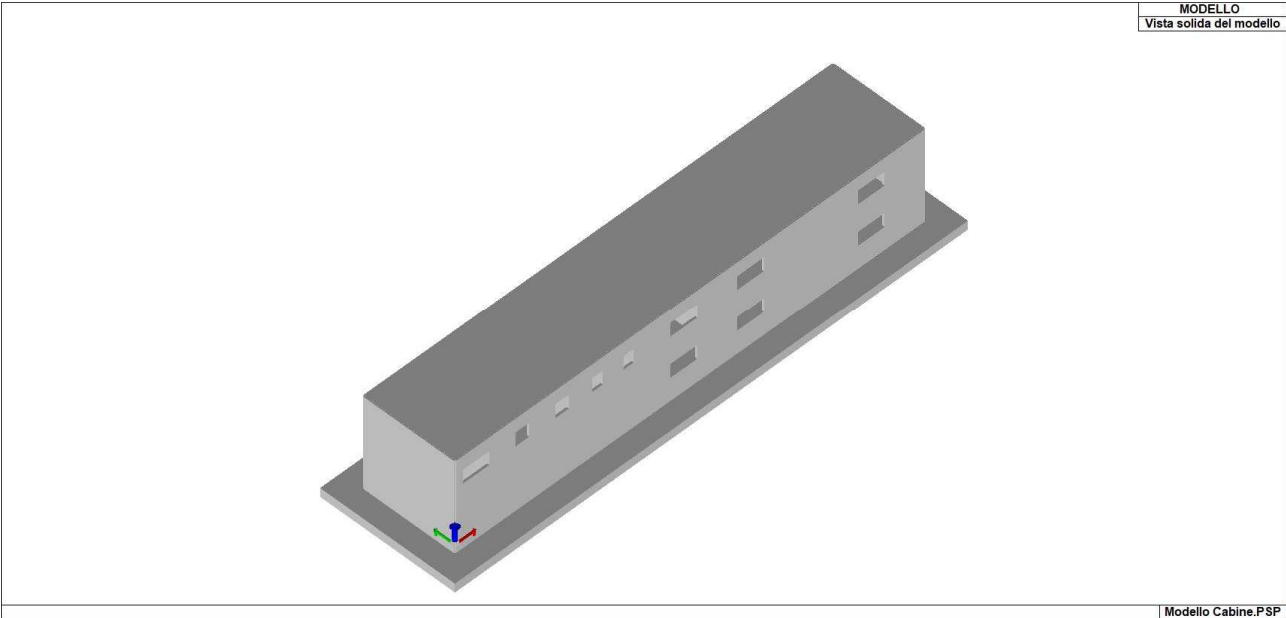
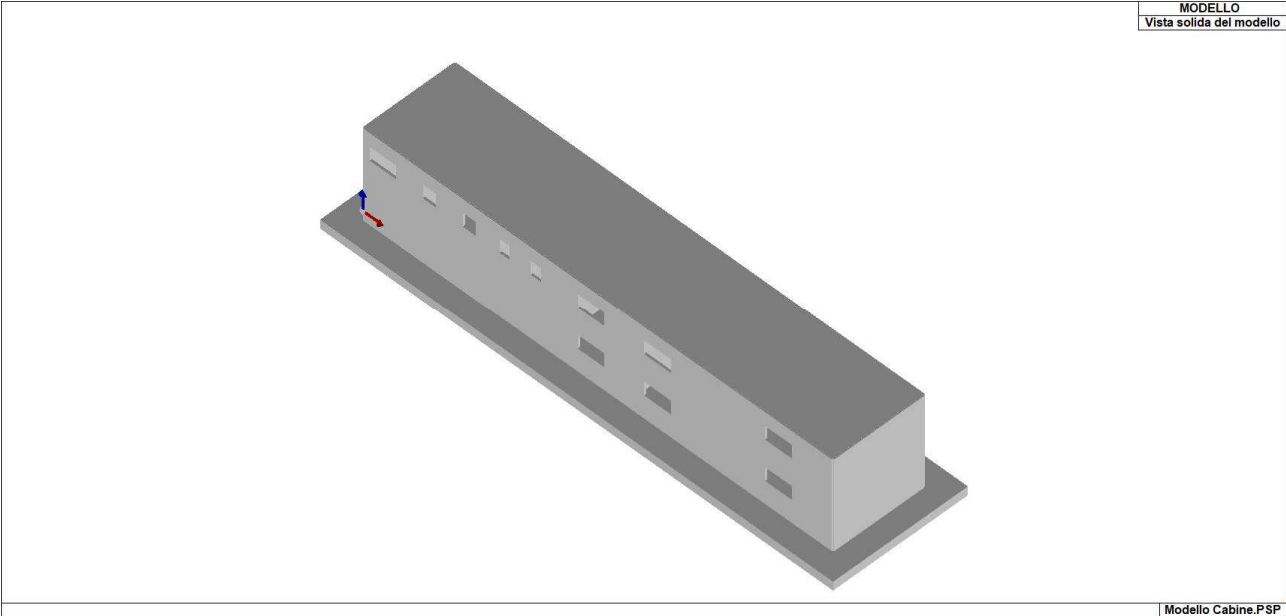
Descrizione generale dell'opera	
Opera di nuova realizzazione	SI
Fabbricato ad uso	CABINA ELETTRICA
Ubicazione	Comune di MASSA LOMBARDA (RA) (Regione EMILIA-ROMAGNA)
	Località MASSA LOMBARDA (RA)
	Longitudine 11.827, Latitudine 44.446 (Riferimento WGS84)
Tipo di fondazione	Platea

Materiali impiegati	
Cemento Armato	SI
Acciaio	NO
Legno	NO
Muratura	NO

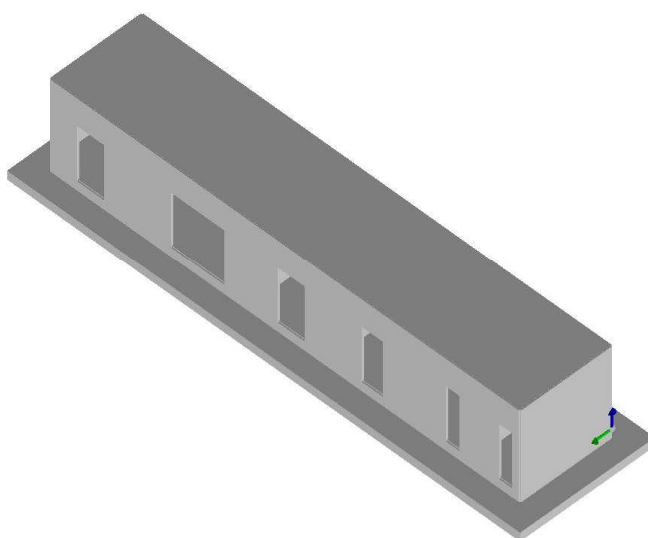
Principali caratteristiche della struttura	
Struttura regolare in pianta	SI
Struttura regolare in altezza	SI
Classe di duttilità	B media
Analisi per carichi non sismici	SI
Analisi sismica	Dinamica lineare
Verifica SLD di resistenza	NO

Parametri della struttura			
Classe d'uso	Vita Vn [anni]	Coeff. Uso	Periodo Vr [anni]
II	50.0	1.0	50.0

Di seguito si riportano le immagini del modello strutturale:

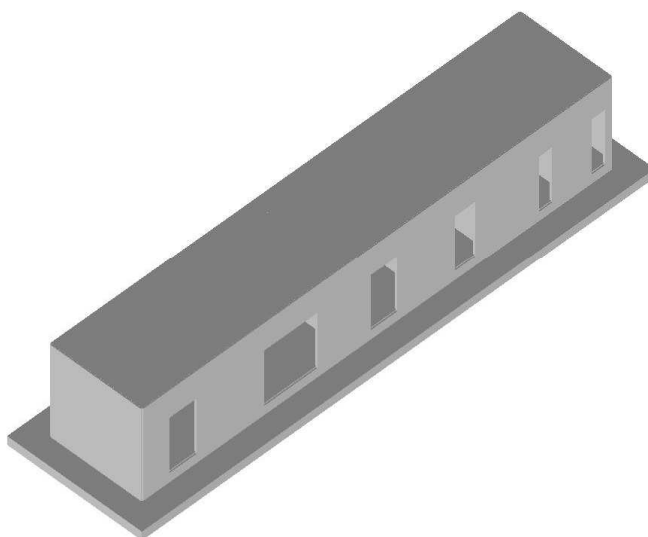


MODELLO
Vista solida del modello



Modello Cabine.PSP

MODELLO
Vista solida del modello



Modello Cabine.PSP

2. MODELLAZIONE

L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi statici. L'analisi strutturale è condotta con il metodo dell'analisi modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi dinamici (tra cui quelli di tipo sismico).

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo sopraindicato si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z). La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi:

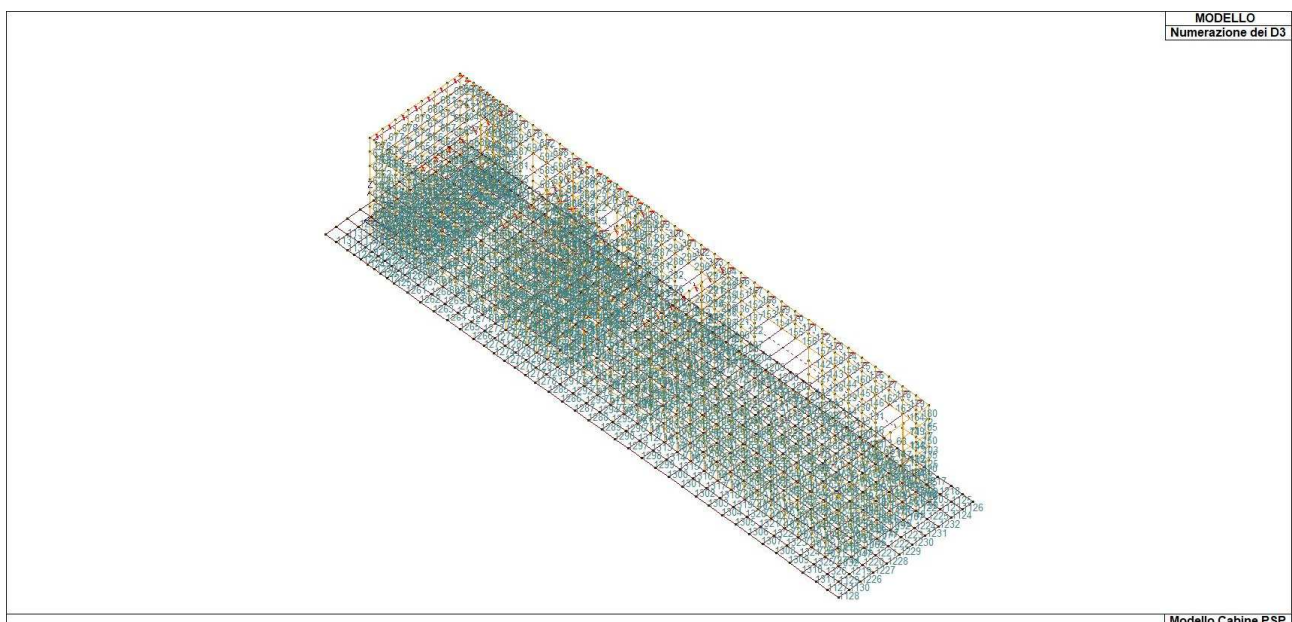
$$\mathbf{K} * \mathbf{u} = \mathbf{F} \quad \text{dove} \quad \begin{array}{l} \mathbf{K} = \text{matrice di rigidezza} \\ \mathbf{u} = \text{vettore spostamenti nodali} \\ \mathbf{F} = \text{vettore forze nodali} \end{array}$$

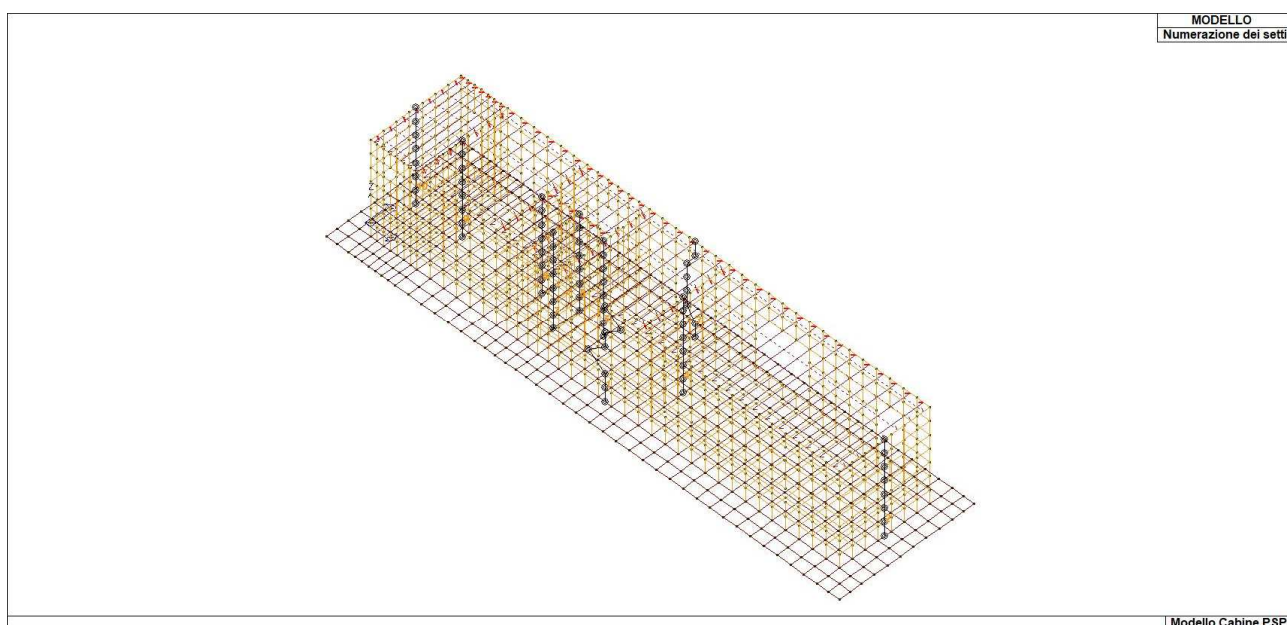
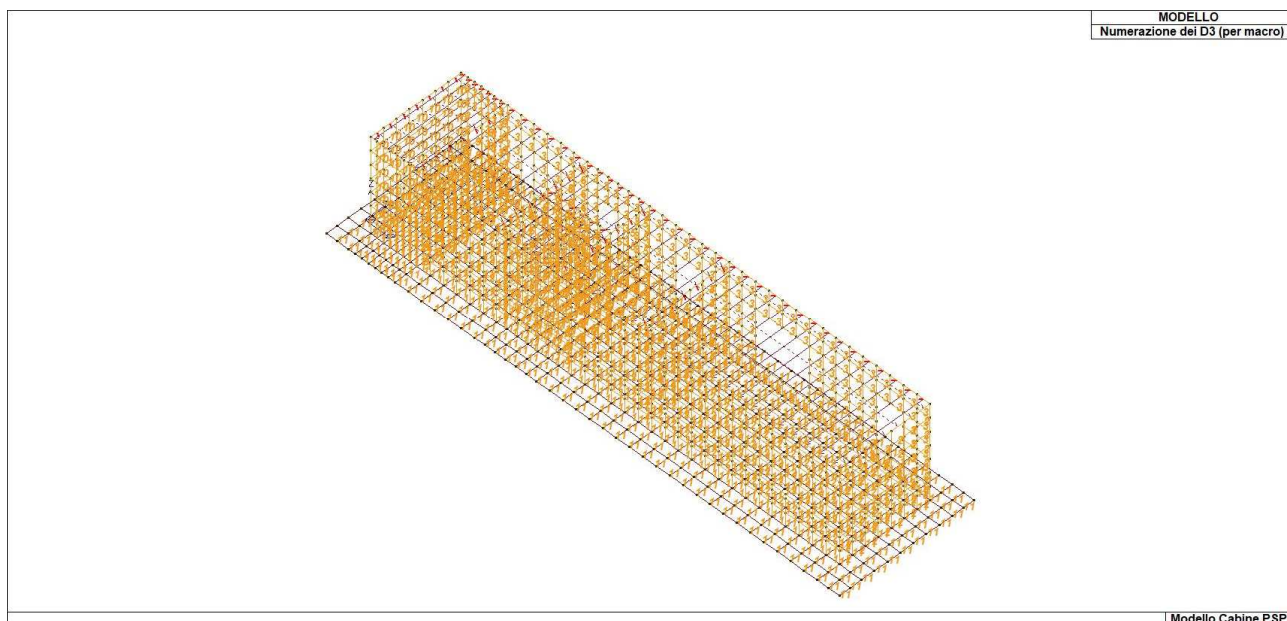
Dagli spostamenti ottenuti con la risoluzione del sistema vengono quindi dedotte le sollecitazioni e/o le tensioni di ogni elemento, riferite generalmente a una terna locale all'elemento stesso.

Il sistema di riferimento utilizzato è costituito da una terna cartesiana destrorsa XYZ. Si assume l'asse Z verticale ed orientato verso l'alto.

2.1 ELEMENTI FINITI – SEZIONI E SPESSORI

A seguire si riportano le immagini relative alle numerazioni di interesse:





Si riportano di seguito le caratteristiche di sezioni e spessori degli elementi strutturali, in formato tabellare e immagini:

TABELLA_SEZIONI

Id	Tipo SEZ	Area	A V2	A V3	Jt	J 2-2	J 3-3	W 2-2	W 3-3	Wp 2-2	Wp 3-3
-	-	cm2	cm2	cm2	cm4	cm4	cm4	cm3	cm3	cm3	cm3
1	Rettangolare: b=30.00 h =30.00	900.00	750.00	750.00	1.139e+05	6.750e+04	6.750e+04	4500.00	4500.00	6750.00	6750.00

Legenda

Tipo SEZ	Indica il nome identificativo e la tipologia di sezione
Area	Area della sezione
A V2	Area della sezione/Fattore di taglio (direzione 2)
A V3	Area della sezione/Fattore di taglio (direzione 3)
Jt	Momento di inerzia torsionale della sezione
J 2-2	Momento di inerzia della sezione riferito all'Asse 2
J 3-3	Momento di inerzia della sezione riferito all'Asse 3
W 2-2	Modulo di resistenza della sezione riferito all'Asse 2
W 3-3	Modulo di resistenza della sezione riferito all'Asse 3
Wp 2-2	Modulo di resistenza plastico della sezione riferito all'Asse 2
Wp 3-3	Modulo di resistenza plastico della sezione riferito all'Asse 3

TABELLA_SPESSORI

Id		Spessore Gusci	Spessore Setti	Sp. solai piano rigido
-	-	cm	cm	cm
1		10.00	10.00	-
2		40.00	-	-

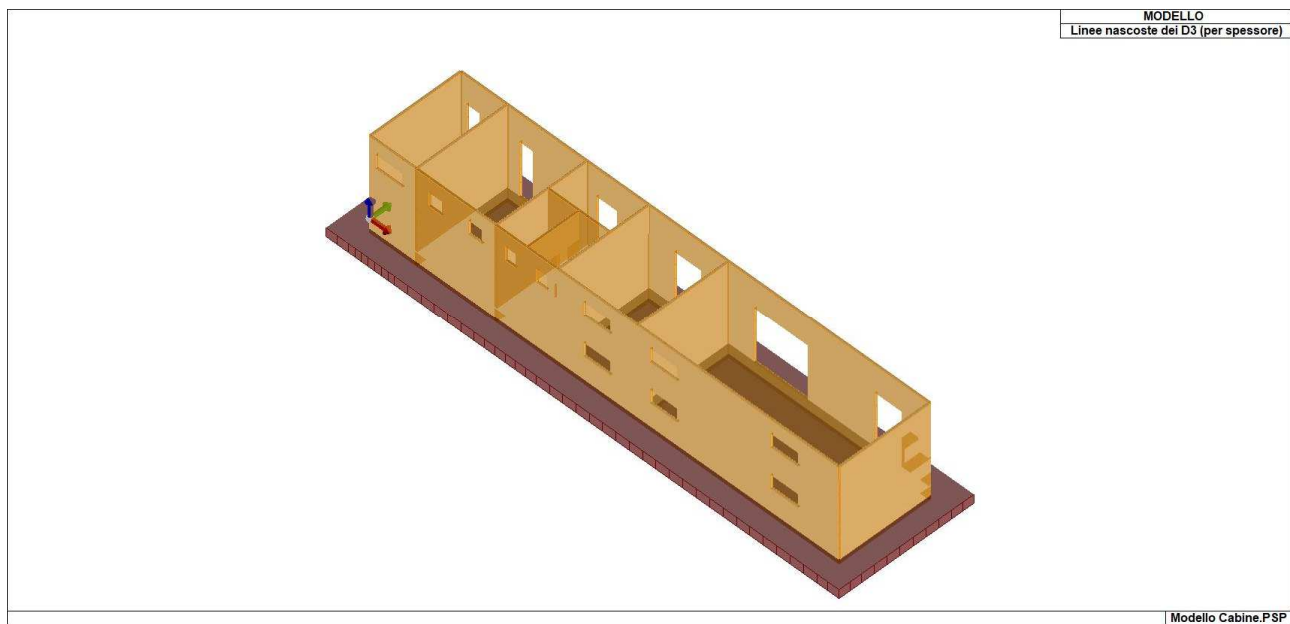
Legenda

Spessore Gusci

Spessore degli elementi shell con sviluppo orizzontale

Spessore Setti

Spessore degli elementi shell con sviluppo verticale



3. CARATTERISTICHE MATERIALI UTILIZZATI

Nell'esecuzione delle opere oggetto della presente relazione è previsto l'utilizzo dei seguenti materiali con le relative caratteristiche:

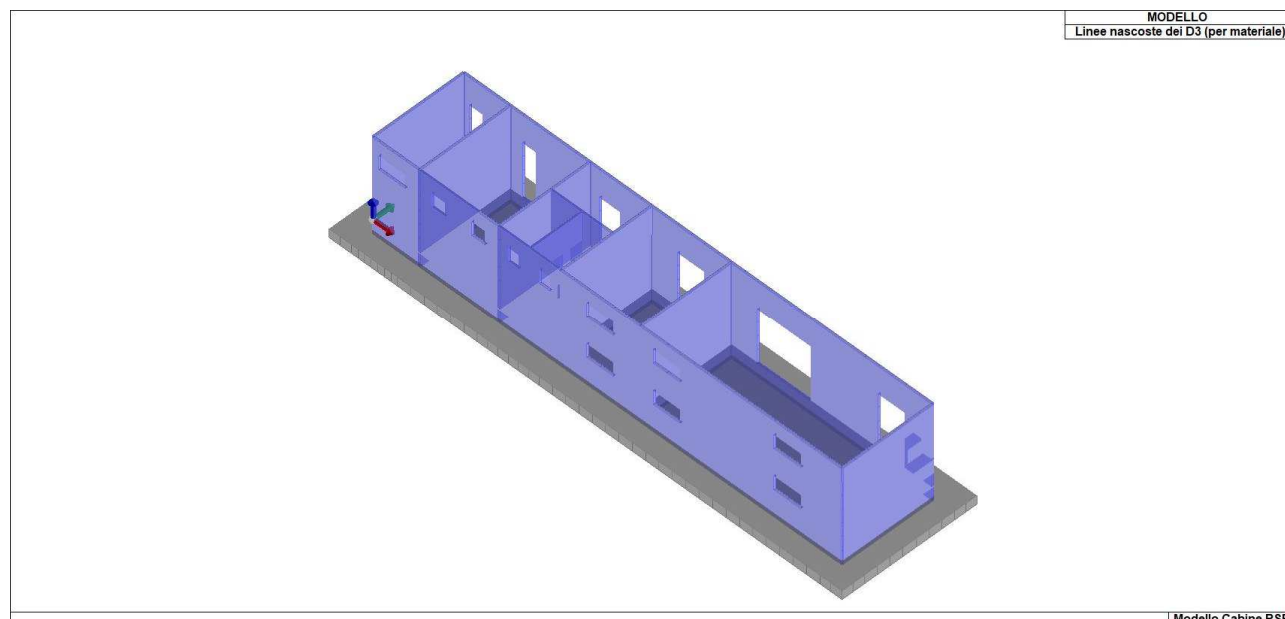
3.1 ELENCO DEI MATERIALI IMPIEGATI

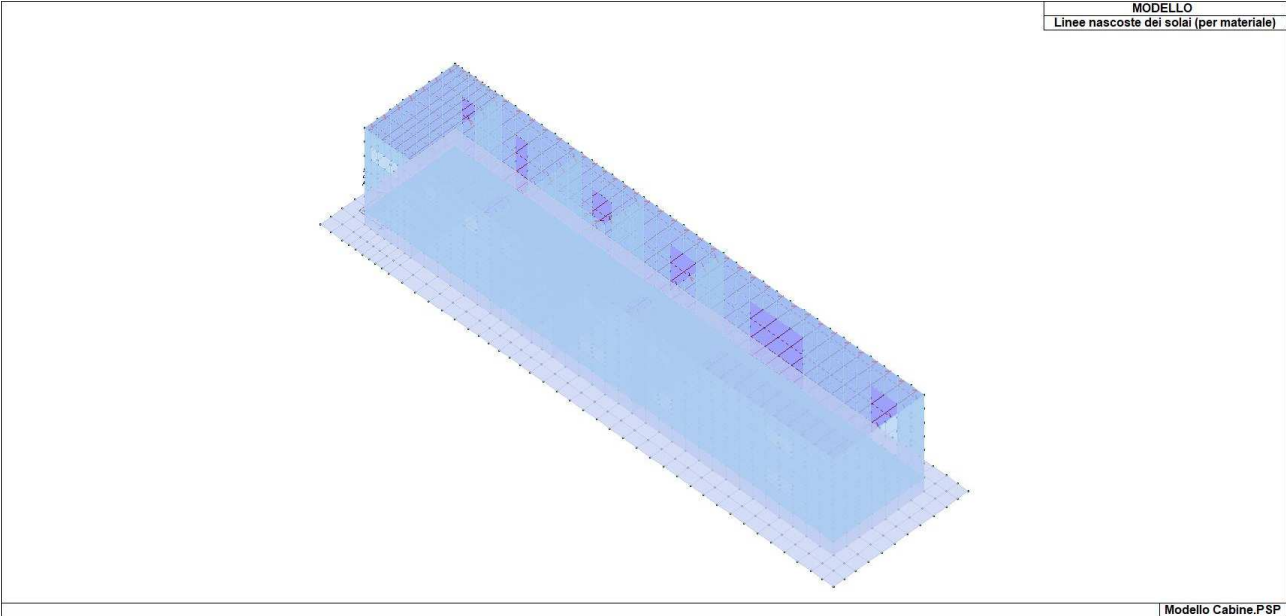
[1]- MATERIALE PER FONDAZIONE -

Calcestruzzo Classe C25/30			
Id	-	-	u.m.
1	< MATERIALE NUOVO >		
	Resistenza caratteristica cubica R _{ck}	300.0	daN/cm ²
	Resistenza caratteristica cilindrica f _{ck}	249.0	daN/cm ²
	Resistenza f _{ctm}	25.6	daN/cm ²
	Tensione caratteristica di snervamento acciaio	4500.0	daN/cm ²
	Tipo acciaio	tipo C	
	Coefficiente gamma c	1.50	
	Coefficiente gamma s	1.15	
	Rapporto R _{fessurata} (assiale)	1.00	
	Rapporto R _{fessurata} (flessione)	1.00	
	Rapporto R _{fessurata} (taglio)	1.00	

[6]- MATERIALE PER ELEVAZIONE -

Calcestruzzo Classe C35/45			
Id	-	-	u.m.
6	< MATERIALE NUOVO >		
	Resistenza caratteristica cubica R _{ck}	450.0	daN/cm ²
	Resistenza caratteristica cilindrica f _{ck}	373.5	daN/cm ²
	Resistenza f _{ctm}	33.5	daN/cm ²
	Tensione caratteristica di snervamento acciaio	4500.0	daN/cm ²
	Tipo acciaio	tipo C	
	Coefficiente gamma c	1.50	
	Coefficiente gamma s	1.15	
	Rapporto R _{fessurata} (assiale)	1.00	
	Rapporto R _{fessurata} (flessione)	1.00	
	Rapporto R _{fessurata} (taglio)	1.00	





4. NEVE E VENTO

Si riportano a seguire i calcoli effettuati per la determinazione delle azioni di neve e vento.

LOCALIZZAZIONE DELL'INTERVENTO

Ubicazione:

Località	MASSA LOMBARDA
Provincia	RAVENNA
Regione	EMILIA-ROMAGNA
Latitudine	44,44600 N
Longitudine	11,82700 E
Altitudine s.l.m.	13,0 m

CALCOLO DELLE AZIONI DELLA NEVE E DEL VENTO

Normativa di riferimento:

D.M. 17 gennaio 2018 - NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

Cap. 3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI - Par. 3.3 e 3.4

Circolare n.7 - 21 gennaio 2019 C.S.LL.PP.

NEVE

Il carico della neve sulle coperture è calcolato in relazione ai seguenti parametri:

Zona: macro area derivante dalla suddivisione del territorio nazionale;

Esp.: zona topografica di esposizione al vento;

Ce: coefficiente di esposizione al vento;

TR: periodo di ritorno di progetto espresso in anni;

as: altitudine del sito;

qsk: valore caratteristico del carico della neve al suolo (per $T_r = 50$ anni);

qsn: carico della neve al suolo

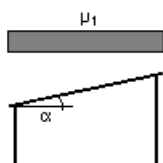
Zona	Esposizione	Ce	TR	as	qsk	qsn
I - Mediterranea	Zona normale	1,00	50 anni	13 m	150,00	150,00

Copertura ad una falda:

Angolo di inclinazione della falda $\alpha = 2,0^\circ$

$\mu_1 = 0,80 \Rightarrow Q_1 = 120 \text{ daN/mq}$

Schema di carico:



VENTO

La velocità del vento è calcolata in relazione ai seguenti parametri:

Zona: macro area derivante dalla suddivisione del territorio nazionale (NTC - Tab. 3.3.I);

Vb,0: velocità base della zona (NTC - Tab. 3.3.I);

a0: altitudine base della zona (NTC - Tab. 3.3.I);

ks: parametro in funzione della zona in cui sorge la costruzione (NTC - Tab. 3.3.I);

as: altitudine del sito;

TR: periodo di ritorno di progetto espresso in anni;

Vb: velocità di riferimento calcolata come segue:

$V_b = V_{b,0}$ per $as \leq a_0$

$V_b = V_{b,0} (1 + k_s ((as / a_0) - 1))$ per $a_0 < as \leq 1500 \text{ m}$

per $as > 1500 \text{ m}$ vanno ricavati da opportuna documentazione o da indagini comprovate

Tali valori non dovranno essere minori di quelli previsti per $as = 1500 \text{ m}$

Cr: coefficiente di ritorno in funzione del periodo di ritorno TR

Vr: velocità di riferimento riferita al periodo di ritorno TR

Zona	Vb,0	a0	ks	as	TR	Vb	Cr	Vr
2	25 m/s	750 m	0,45	13 m	50 anni	25,00 m/s	1,000	25,00 m/s

Pressione cinetica di riferimento, $q_r = \rho V_r^2 / 2 = 39 \text{ daN/mq}$

dove: ρ è la densità dell'aria (assunta convenzionalmente costante = 1,25 kg/mc)

Esposizione: Cat. II - Entroterra tra 10 e 40 km dalla costa

Da cui i parametri della tabella 3.3.II delle NTC

Kr	z0	z min
0,19	0,05 m	4 m

Classe di rugosità del terreno: D (NTC - Tab. 3.3.III)

Aree prive di ostacoli o con al di più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'azione del vento sulle costruzioni è determinata dai seguenti parametri:

Cp: coefficiente di pressione;

Cd: coefficiente dinamico;

Ct: coefficiente di topografia;

Ce: coefficiente di esposizione (funzione di z, z0 e Ct);

z: altezza sul suolo.

Cp	Cd	Ct	Ce	z
1,00	1,00	1,00	1,85	4,35 m

Pressione del vento

$p = q_r C_e C_p C_d = 72 \text{ daN/mq}$

I coefficienti di forza per tettoie a semplice falda sono stati determinati in base alla tabella sotto riportata

Tabella G.XII – Coefficienti di forza per tettoie a semplice falda (α in °).

Valori positivi	Tutti i valori di φ	$c_F = + 0,2 + \alpha/30$
Valori negativi	$\varphi = 0$ $\varphi = 1$	$c_F = - 0,5 - 1,3 \cdot \alpha/30$ $c_F = -1,4$

Per cui in funzione dell'inclinazione di 30 ° si ottengono i seguenti risultati:

$c_{F+} = 2,273$

$c_{F-} = -2,273$

TEMPERATURA DELL'ARIA ESTERNA

Le temperature esterne, T max (massima estiva) e T min (minima invernale), sono calcolate secondo le seguenti espressioni riferite alla zona climatica:

T min = -15 - 4 as / 1000 (NTC 3.5.1)

T max = 42 - 6 as / 1000 (NTC 3.5.2)

dove as è l'altitudine di riferimento

Zona	as	T min	T max
I	13 m	-15,05 °C	41,92 °C

5. ANALISI DEI CARICHI DEI SOLAI

Si riportano di seguito l'analisi dei carichi relative ai solai presenti nella struttura in oggetto:

TABELLA_CARICHI_SOLAI

ID Arch.	Tipo SOL	G1	G2	Q	Fatt. A	s sis.	Psi 0	Psi 1	Psi 2	Psi S 2	Fatt. Fi
-	-	-	daN/cm2	daN/cm2	daN/cm2	-	-	-	-	-	-
4	Neve	2.50e-02	5.00e-03	1.20e-02		1.00	0.50	0.20	0.0	0.0	1.00
	Variab.						0.0	0.0	0.0		

Legenda

- Tipo SOL Indica la destinazione d'uso sulla base del carico variabile
- G1 Carichi permanenti
- G2 Carichi permanenti non strutturali
- Q Carichi variabili e neve
- Fatt. A Fattore di riduzione dell'area caricata (solo per solai speciali)
- s sis. Coefficiente di riduzione del sovraccarico accidentale -(DM 96)-
- Psi 0 Coefficiente di combinazione -(tab. 2.5.I NTC2018)-
- Psi 1 Coefficiente di combinazione -(tab. 2.5.I NTC2018)-
- Psi 2 Coefficiente di combinazione -(tab. 2.5.I NTC2018)-
- Psi S 2 Coefficiente di combinazione che fornisce il valore Quasi Permanente dell'azione variabile Qi -(OPCM 3274)-
- Fatt. Fi Coefficiente che tiene conto della probabilità che tutti i carichi siano presenti sull'intera struttura durante l'azione sismica -(OPCM 3274)-

4 -

Descrizione:

Solaio a struttura mista in laterocemento realizzato con travetti binati di calcestruzzo armato gettati entro fondelli di laterizio con traliccio metallico.

Carichi permanenti strutturali [daN/mq]

- solaio c.a. s=20+4 i=50 cm	414.0
Totale carichi G1	414.0

Carichi permanenti portati [daN/mq]

- copertura in coppi	75.0
- intonaco (s=1.5 cm)	30.0
Totale carichi G2	105.0

Carichi variabili [daN/mq]

Sovraccarico neve Qneve	120.0
--------------------------------	--------------

Per il solaio si adottano i seguenti carichi in daN/mq:

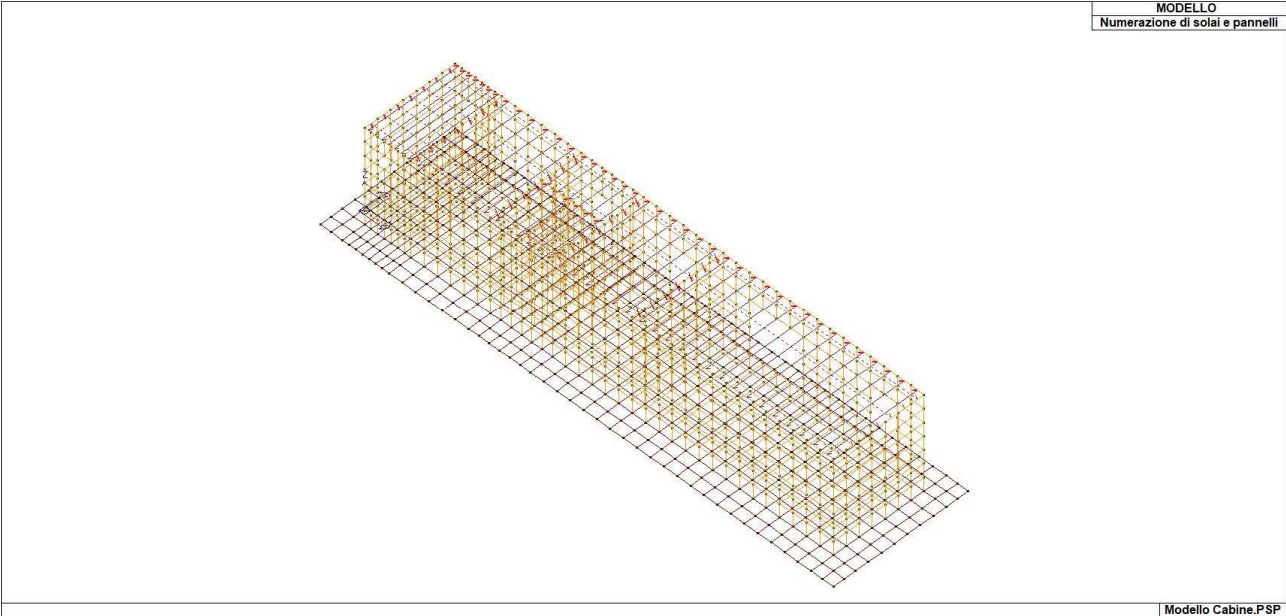
Permanente G1	Permanente G2	Variabile Q	Neve
250.0	50.0	0.0	120.0

Categoria carichi variabili: B1 - Uffici - Uffici non aperti al pubblico.

Coefficienti di combinazione: $\psi_0 = 0.00$, $\psi_1 = 0.00$, $\psi_2 = 0.00$

Categoria carichi: .

Coefficienti di combinazione: $\psi_0 = 0.50$, $\psi_1 = 0.20$, $\psi_2 = 0.00$



6. AZIONE SISMICA

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

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico, S_e , è definito dalle seguenti espressioni:

Dove per sottosuolo di categoria **A** i coefficienti S_S e C_C valgono 1; mentre per le categorie di sottosuolo **B**, **C**, **D**, **E** i coefficienti S_S e C_C vengono calcolati mediante le espressioni riportate nella seguente Tabella

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

Per tenere conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella seguente Tabella

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

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale del moto sismico, S_{ve} , è definito dalle espressioni:

$$0 \leq T < T_B \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

I valori di S_S , T_B , T_C e T_D , sono riportati nella seguente Tabella

Categoria di sottosuolo	S_S	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

La struttura è localizzata in:

Localizzazione
Località MASSA LOMBARDA (RA)
Comune di MASSA LOMBARDA (RA)
Regione EMILIA-ROMAGNA
Longitudine 11.827, Latitudine 44.446 (Riferimento WGS84)

L'azione sismica viene definita in relazione a un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso (vedi tabella Parametri della struttura). Fissato il periodo di riferimento V_r e la probabilità di superamento P_{ver} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_r e i relativi parametri di pericolosità sismica (vedi tabella successiva):

ag: accelerazione orizzontale massima del terreno;

Fo: valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T*c: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

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

La risposta sismica locale (RSL) è definita come da NTC 2018 Tab. 3.2.II e Tab. 3.2.III

6.1 CALCOLO FATTORE DI COMPORTAMENTO

Principali caratteristiche della struttura	
Opera di nuova realizzazione	SI
Struttura regolare in pianta	SI
Struttura regolare in altezza	SI
Classe di duttilità	B media
Analisi per carichi non sismici	SI
Analisi sismica	Dinamica lineare
Verifica SLD di resistenza	NO

Fattori di comportamento utilizzati SLU			
	Dissipativi	Verifiche fragili	Non Dissipativi
q SLU x	1.00	1.00	1.00
q SLU y	1.00	1.00	1.00
q SLU z	1.50	-	-

Fattori di comportamento utilizzati SLD	
q SLD x	1.00
q SLD y	1.00
q SLD z	1.00
Eta SLO	1.00

Si riportano di seguito, per completezza, le videate delle opzioni così come impostate nel programma:

ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA

Nota: per il calcolo dei parametri sismici
1) inserire le coordinate geografiche 2) introdurre Vn e Cu

Per le isole è possibile utilizzare come località: gruppo isole N
[con N = 1,2,3,4,5]

Vertici della maglia elementare INGV [riferimento ED50]

Id nodo	Longitudine	Latitudine	Distanza [km]
17181	11.811	44.423	2.987
17182	11.881	44.424	4.928
16960	11.879	44.474	5.051
16959	11.809	44.473	3.270

Coordinate geografiche [riferimento WGS84]

Località:

Longitudine: Latitudine:

☐ Applica la Risposta Sismica Locale

Parametri per le forme spettrali

	Pver	Tr	ag [g]	Fo	T*c [sec]
SLO	81	30.11	0.0561	2.450	0.260
SLD	63	50.29	0.0710	2.438	0.270
SLV	10	474.56	0.1830	2.413	0.303
SLC	5	974.79	0.2375	2.423	0.309

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Vita Vn [anni]	Coefficiente uso Cu	Periodo Vr [anni]	Livello di sicurezza
<input type="text" value="50"/>	<input type="text" value="1"/>	<input type="text" value="50"/>	<input type="text" value="100"/>

☐ Rimuovi limiti Vr e Tr (di norma NO)

Classe d' uso

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

☒ II edifici ordinari

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

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

Pericolosità e zonazione

agS per SLV:

Modalità di progettazione semplificata per agS<0.075 ☐

Strutture esistenti

☒ LC1: conoscenza limitata

☐ LC2: conoscenza adeguata

☐ LC3: conoscenza accurata

Fattore di confidenza FC:

Categoria di suolo di fondazione

☐ A Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi ...

☐ B Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti ...

☒ C Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti ...

☐ D Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti ...

☐ E Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D ...

Categoria topografica

☒ T1

☐ T2 in sommità al pendio

☐ T3 in cresta al rilievo con moderata pendenza

☐ T4 in cresta al rilievo

quota relativa (%)

Spettri di progetto

☐ Usa spettri esterni

Parametri e fattori spettrali

S.L.	ag	S	Fo	Fv	TB	TC	TD
SLO	<input type="text" value="0.056"/>	<input type="text" value="1.500"/>	<input type="text" value="2.450"/>	<input type="text" value="0.783"/>	<input type="text" value="0.142"/>	<input type="text" value="0.426"/>	<input type="text" value="1.824"/>
SLD	<input type="text" value="0.071"/>	<input type="text" value="1.500"/>	<input type="text" value="2.438"/>	<input type="text" value="0.877"/>	<input type="text" value="0.146"/>	<input type="text" value="0.437"/>	<input type="text" value="1.884"/>
SLV	<input type="text" value="0.183"/>	<input type="text" value="1.435"/>	<input type="text" value="2.413"/>	<input type="text" value="1.394"/>	<input type="text" value="0.157"/>	<input type="text" value="0.472"/>	<input type="text" value="2.332"/>
SLC	<input type="text" value="0.237"/>	<input type="text" value="1.355"/>	<input type="text" value="2.423"/>	<input type="text" value="1.594"/>	<input type="text" value="0.159"/>	<input type="text" value="0.478"/>	<input type="text" value="2.550"/>
Verticale per tutti:		<input type="text" value="1.000"/>			<input type="text" value="0.050"/>	<input type="text" value="0.150"/>	<input type="text" value="1.000"/>
eta SLO	<input type="text" value="1.0"/>	<input type="text" value="1.0"/>	<input type="text" value="1.0"/>	<input type="text" value="1.0"/>	<input type="text" value="1.0"/>	<input type="text" value="1.5"/>	<input data-bbox="1077 1294 1173 1326" type="button" value="Aiuto..."/>
Smorzamento...				<input type="text" value="1.0"/>	<input type="text" value="1.0"/>	<= Esistenti v. fragili	

Duttilità

☐ ND - non dissipativa

☒ B - media

☐ A - alta

Regolarità

☒ in pianta

☒ in altezza

Edifici isolati

T is

s esi

Dati comuni per le analisi

Quota spiccato [cm]

Contributo carichi in fondazione ☐

Eccentricità aggiuntiva X: Y:

ex. muratura

Spost. relativo rapp. SLC/SLD

Dati per analisi dinamica

N. modi N. modi rigidi

Dati per analisi statica lineare e non lineare

Altezza edificio [cm] N. orizzontamenti

Fatt. Lambda [0.85 - 1]

Periodo T1 [primo modo]

Sd (T1) - SLU

Se (T1) - SLD

Rapp T1/TrZ

Calcola periodi T1

dir. x-x	dir. y-y	dir. z-z
<input type="text" value="0.3"/>	<input type="text" value="0.3"/>	<input type="text" value="0.3"/>
<input type="text" value="0.634"/>	<input type="text" value="0.634"/>	<input type="text" value="0.085"/>
<input type="text" value="0.26"/>	<input type="text" value="0.26"/>	<input type="text" value="0.031"/>
<input type="text" value="1.139"/>	<input type="text" value="1.45"/>	

suggerito:

Accelerazione uniforme [Fi=Fh] ☐ NO

Eccentricità convenzionale con momenti Mz ☐ NO

Usa spostamenti medi di piano per pushover ☒ SI

C.D.C. sismico		Nodo cont.	0	(**)
C.D.C.				
Analisi modale di riferimento		Sfoglia...	Modo rifer.	0 (**)

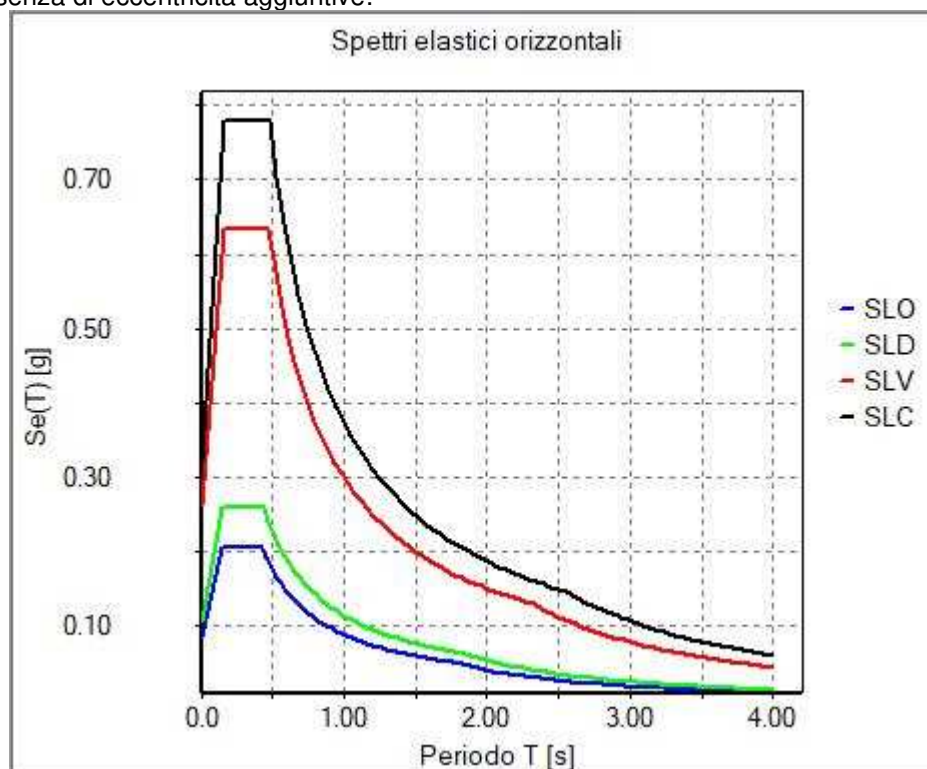
Sisma	LC 1	LC 2	LC 3	LC 4 (*)	LC 5 (*)	LC 16 (*)
LC U 6	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80
LC U 7	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80
LC U 8	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80
LC U 9	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80
LC D 10	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80
LC D 11	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80

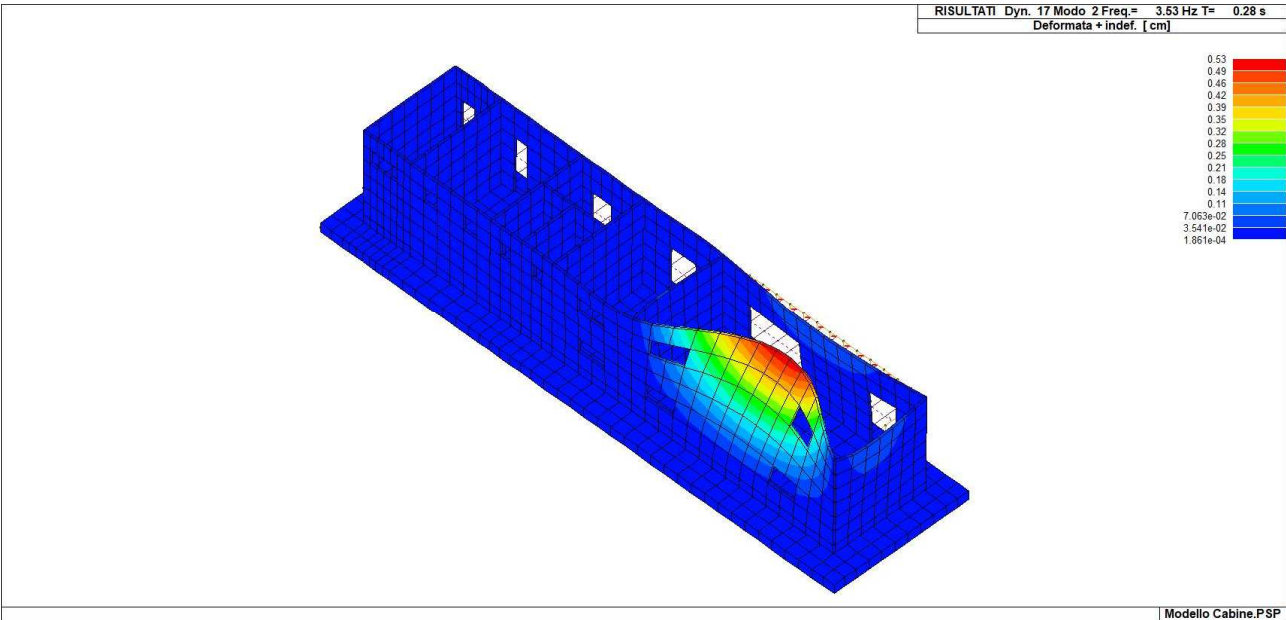
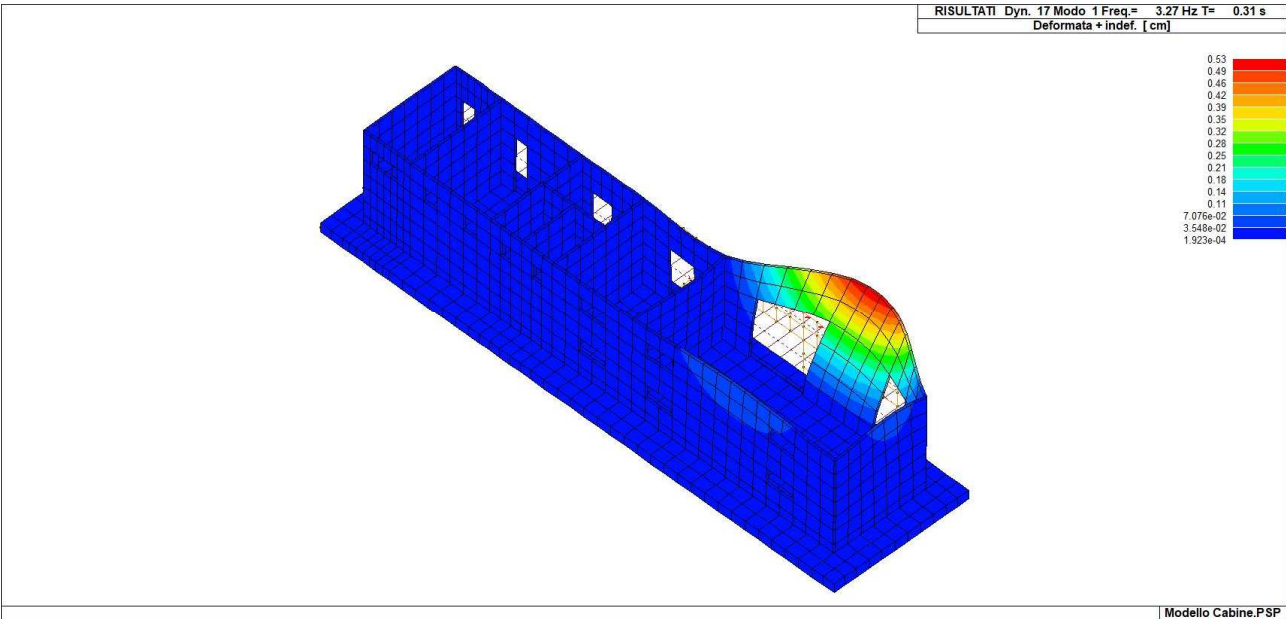
NOTA: (*) coefficienti per carichi variabili Q
cdc Qk : utilizzare psi 2
cdc Qsk/Qnk : utilizzare di regola 1 (psi 2 da archivio carico)

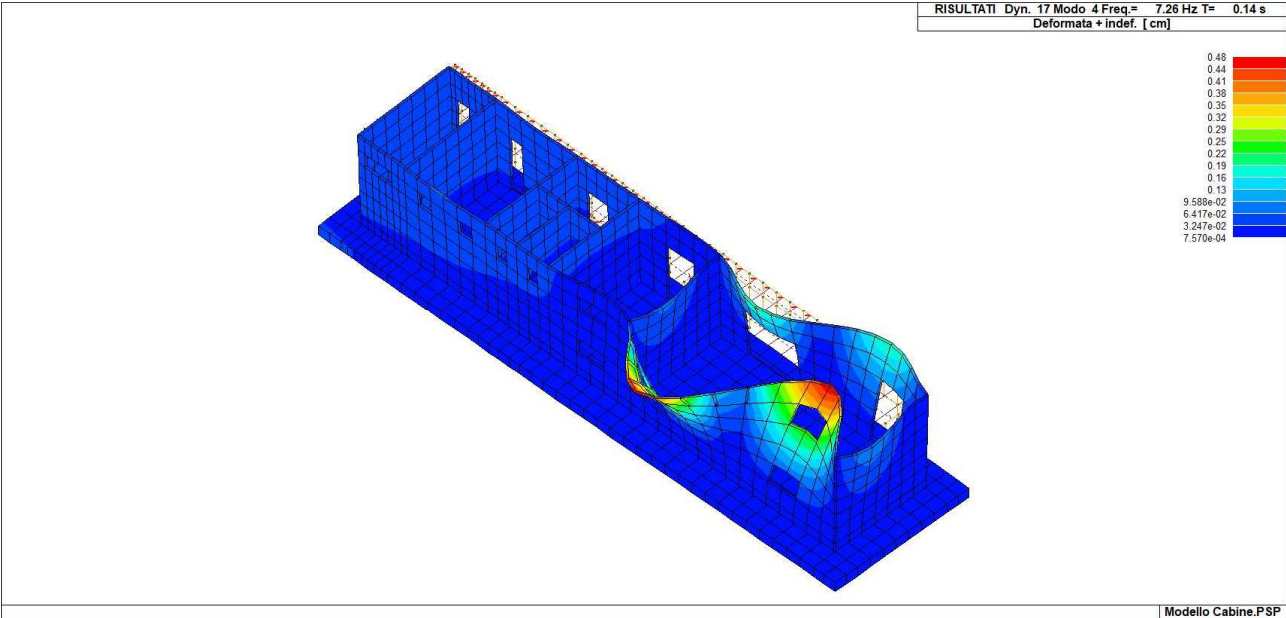
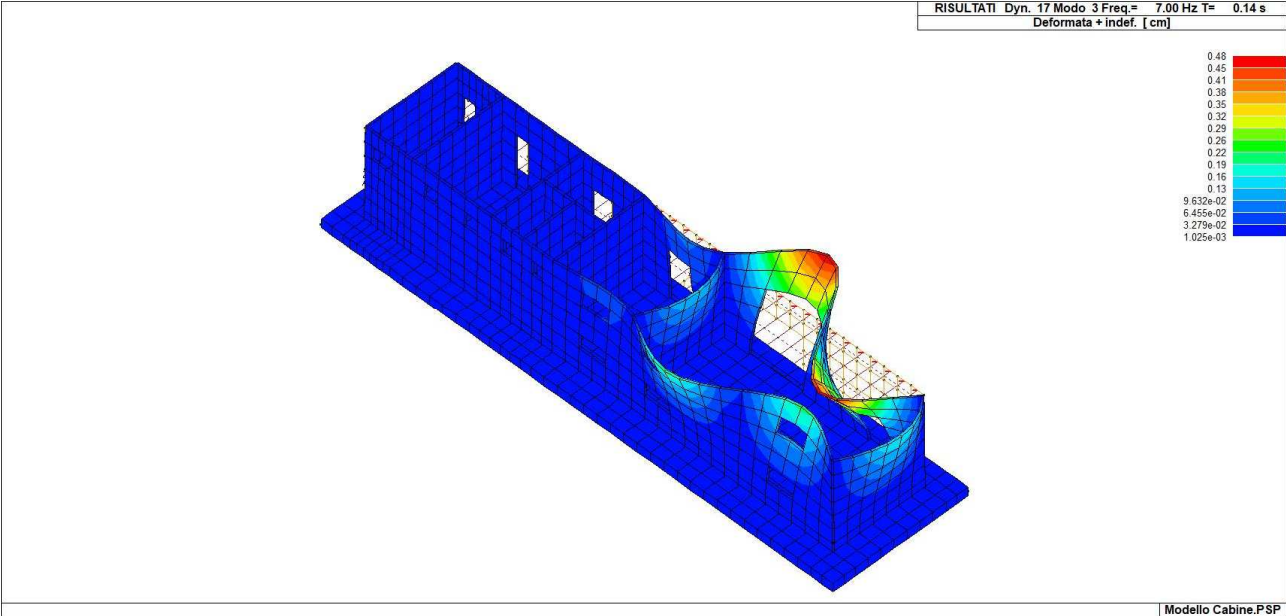
(**) 0 per default in pushover

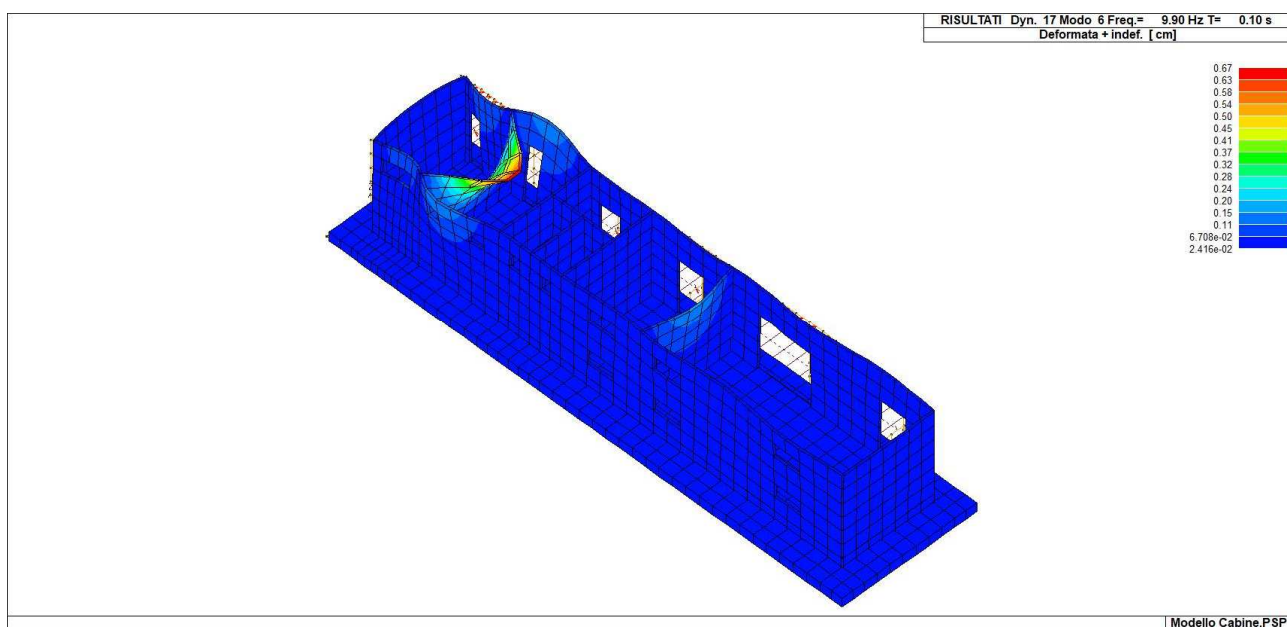
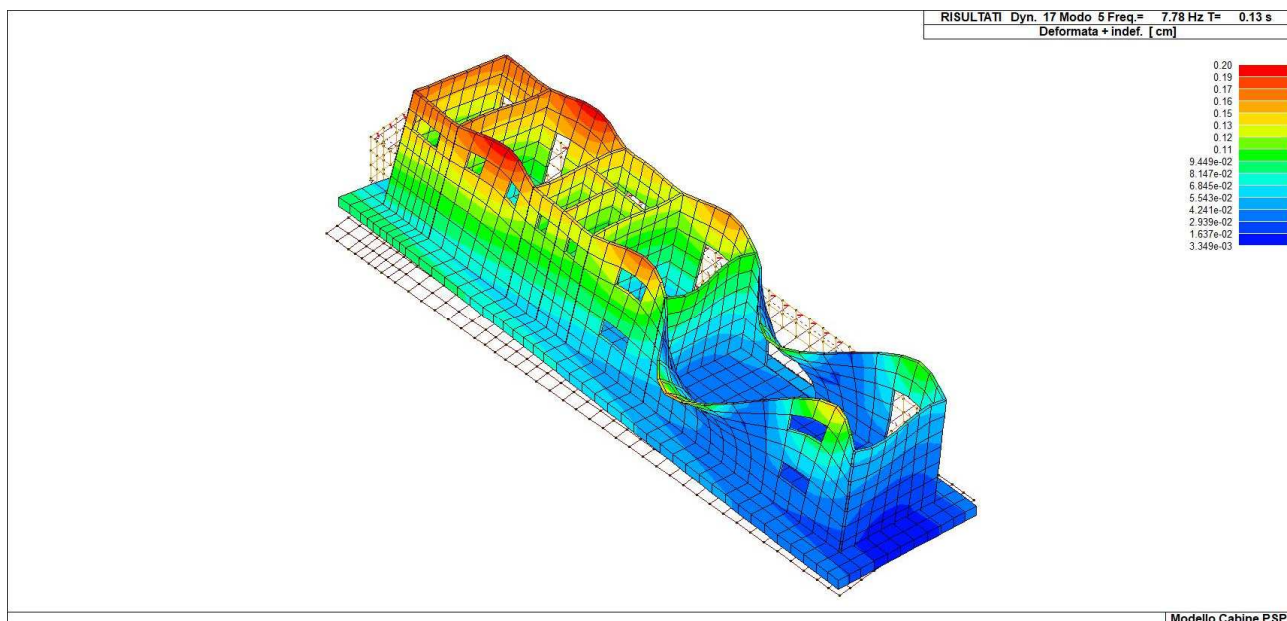
Definizione masse automatica

Si riportano di seguito gli SPETTRI di input sismico e le caratteristiche dinamiche proprie della struttura, pertanto in assenza di eccentricità aggiuntive:









ANALISI_MODALE_NO_ECCENTRICITA

Modo	Frequenza	Periodo	X M efficace x g	%	Y M efficace x g	%	Z M efficace x g	%	RZ M efficace x g	%
-	Hz	sec	daN	-	daN	-	daN	-	daN cm2	-
1	3.27	0.31	3.79e-02	0	1.090e+04	13	0.1	0	6.784e+05	18
2	3.53	0.28	5.58e-02	0	7542.0	9	2.34e-02	0	4.501e+05	11
3	7.00	0.14	472.8	0	98.5	0	0.2	0	3.460e+04	0
4	7.26	0.14	80.8	0	3283.9	4	0.6	0	2.237e+05	5
5	7.78	0.13	5.1	0	4.532e+04	55	14.8	0	1.060e+05	2
6	9.90	0.10	2.557e+04	31	6.91e-03	0	19.8	0	1957.7	0

7. SCHEMATIZZAZIONE DEI CASI DI CARICO

E' possibile definire i casi di carico scegliendo fra le dodici tipologie elencate nella tabella seguente:

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

I casi di carico utilizzati nella modellazione oggetto della presente relazione sono i seguenti:

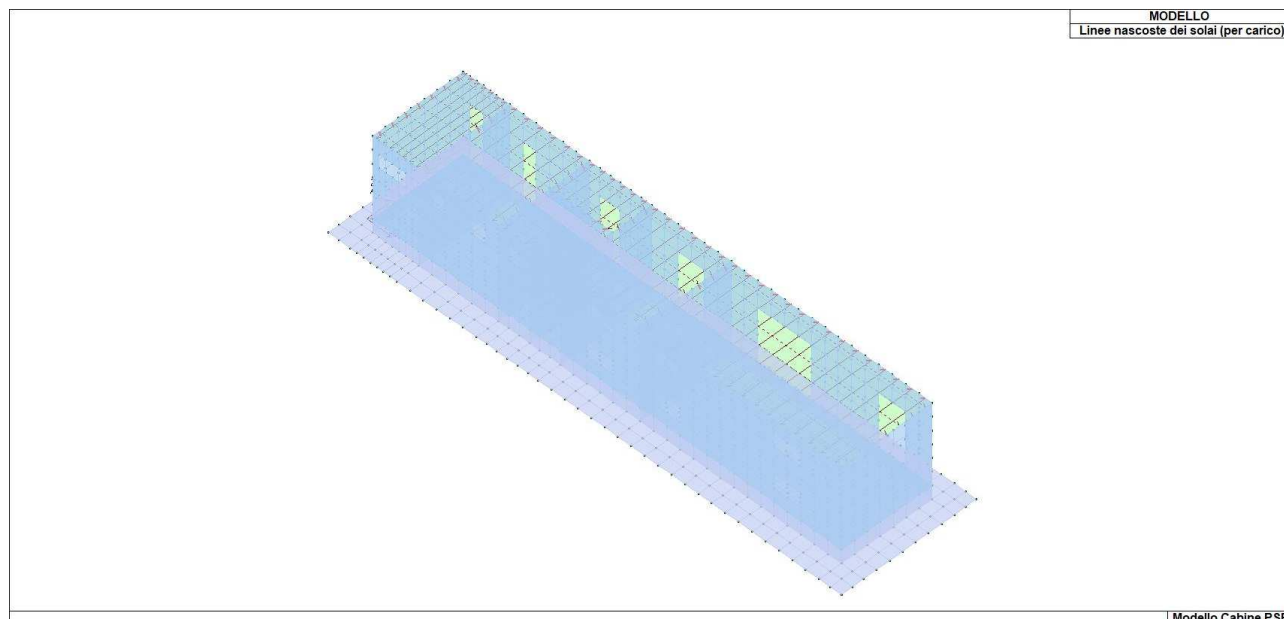
TABELLA_CASI_DI_CARICO

CDC	Tipo CDC	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gsk	CDC=G1sk (permanente solai-coperture)	
3	Gsk	CDC=G2sk (permanente solai-coperture n.c.d.)	
4	Qsk	CDC=Qsk (variabile solai)	
5	Qnk	CDC=Qnk (carico da neve)	
6	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)	
7	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)	
8	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)	
9	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)	
10	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. +)	
11	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. -)	
12	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. +)	
13	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. -)	
14	Qvk	CDC=Qvk (carico da vento Lungo X)	
15	Qvk	CDC=Qvk (carico da vento Lungo Y)	
16	Qk	CDC=Qk (variabile generico)	

Legenda

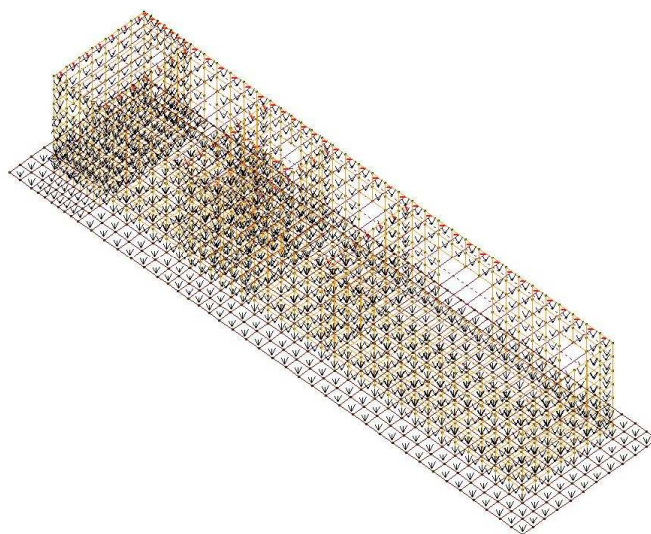
Tipo CDC

Indica il tipo di caso di carico



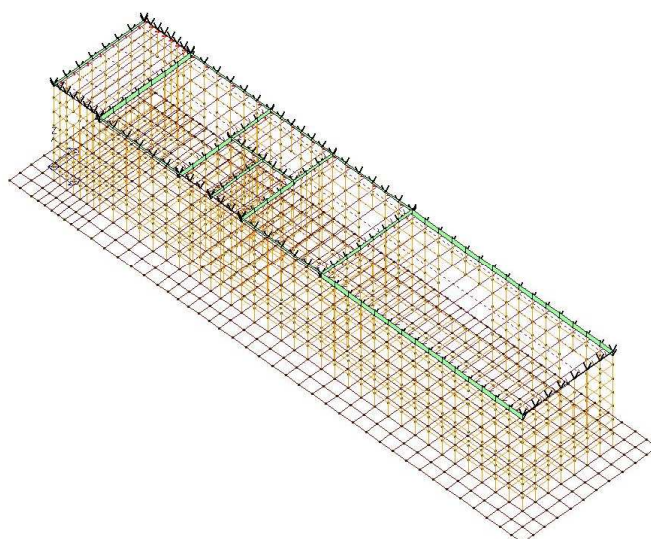
Modello Cabine.PSP

CARICHI 001) CDC=Ggk (peso proprio della struttura)

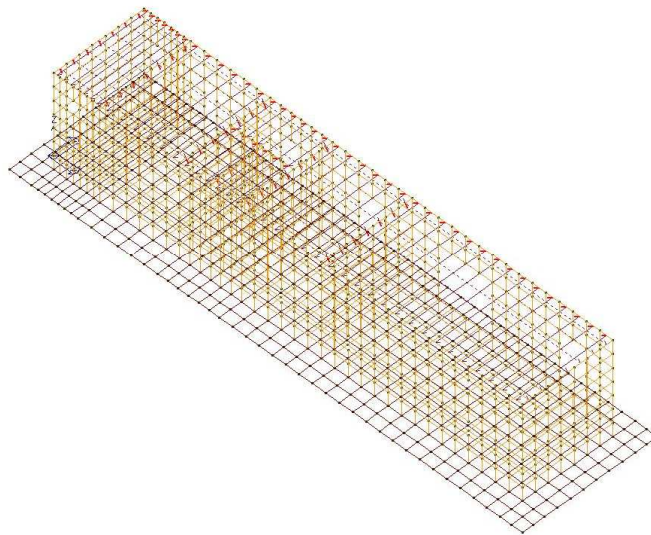
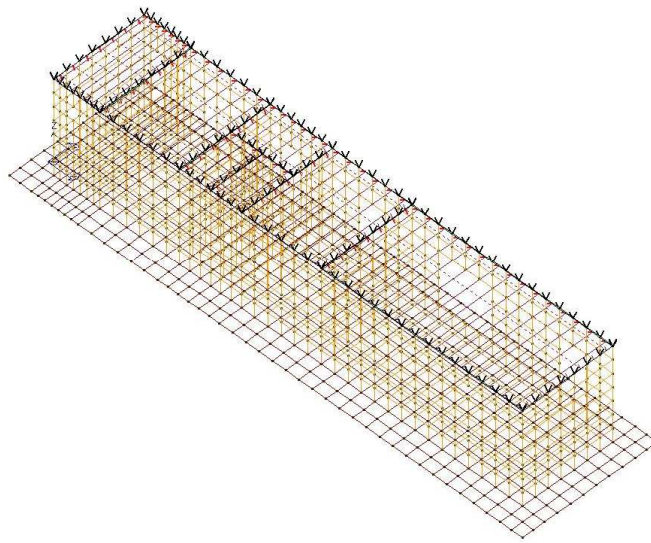


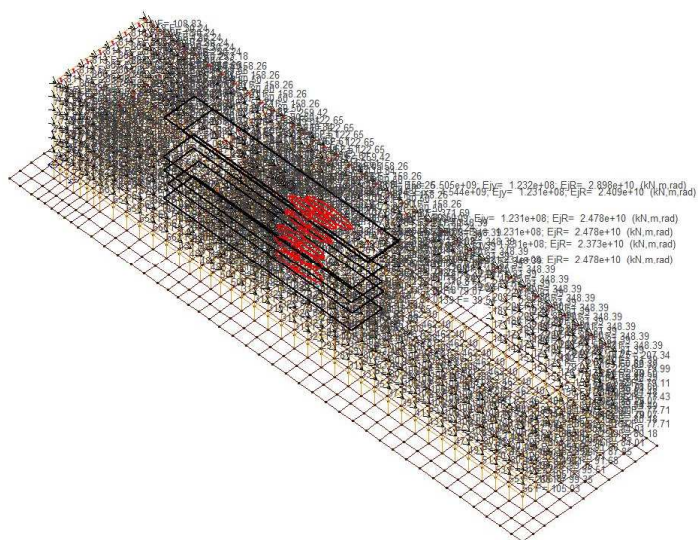
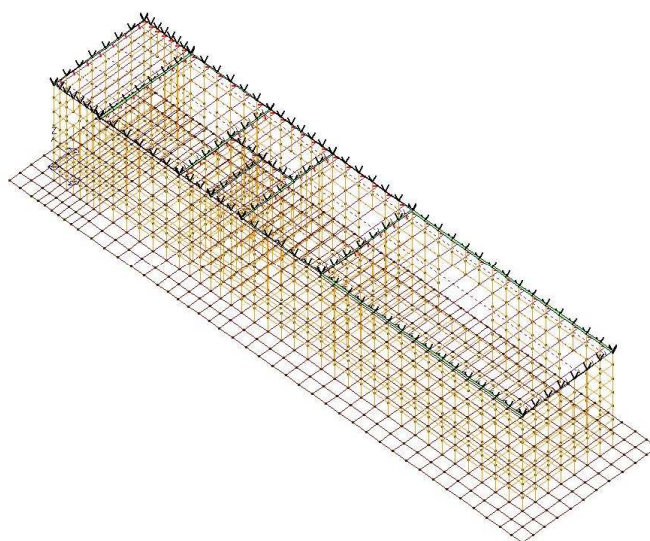
Modello Cabine.PSP

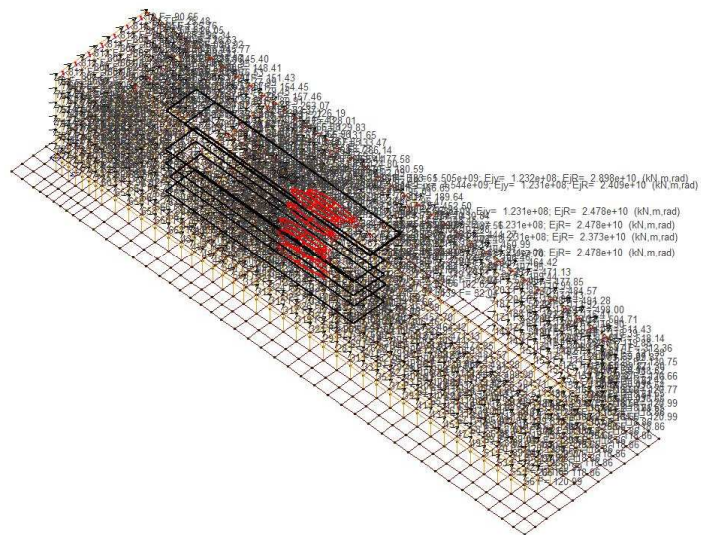
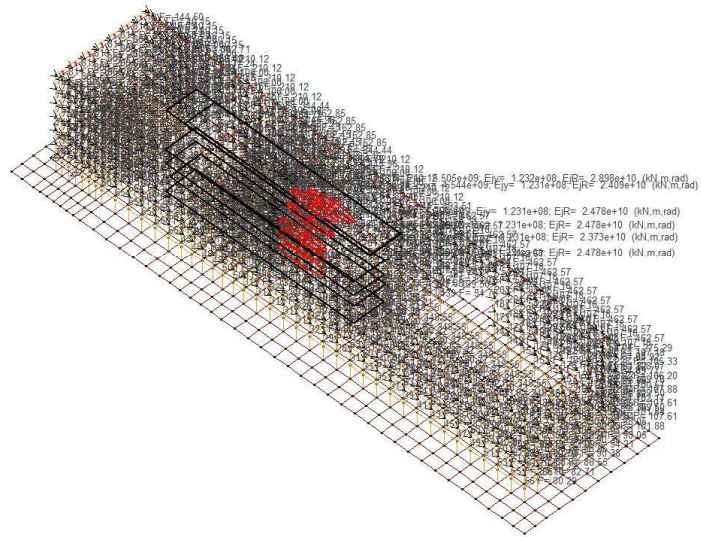
CARICHI 002) CDC=G1sk (permanente solai-coperture)

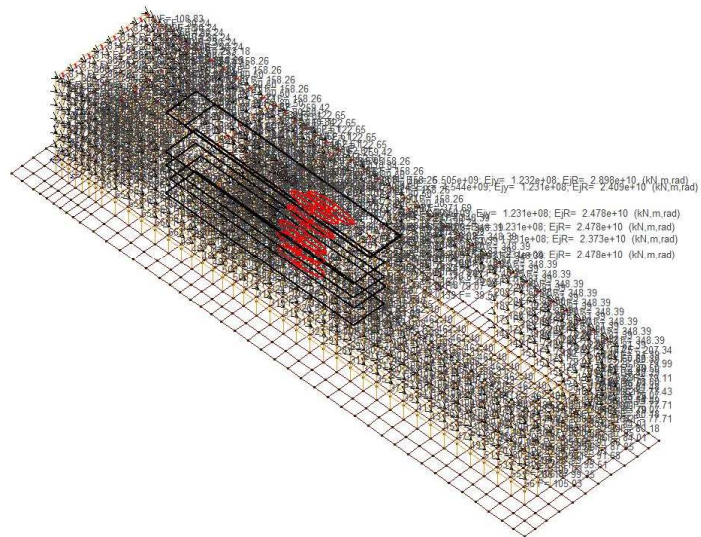


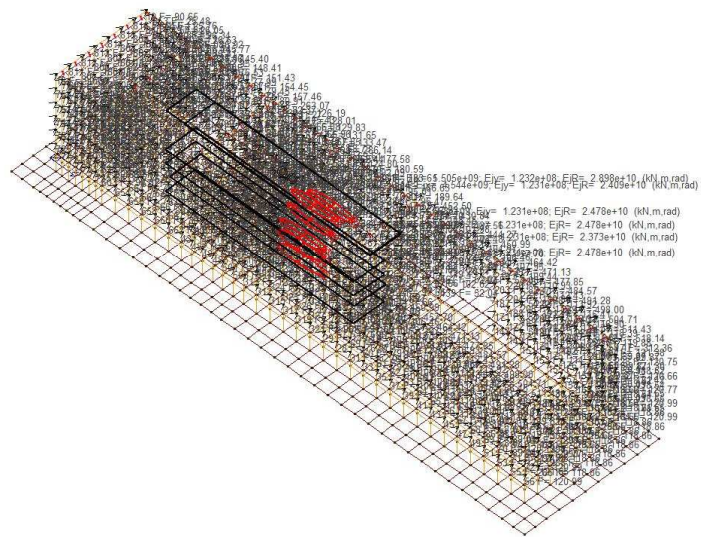
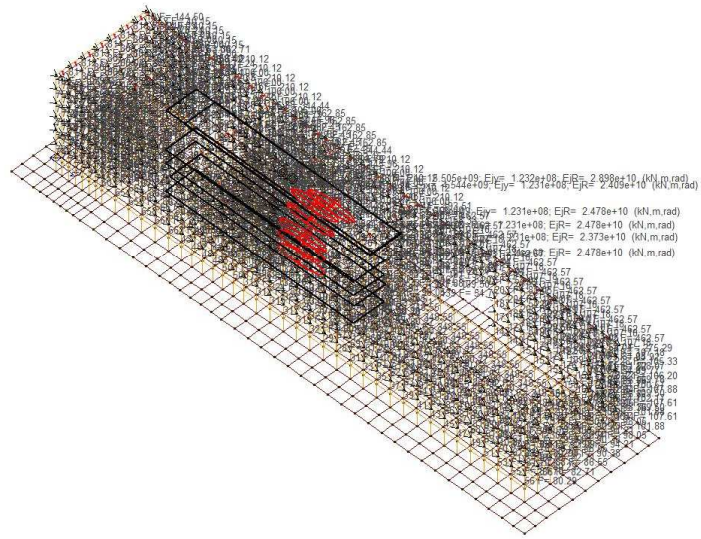
Modello Cabine.PSP

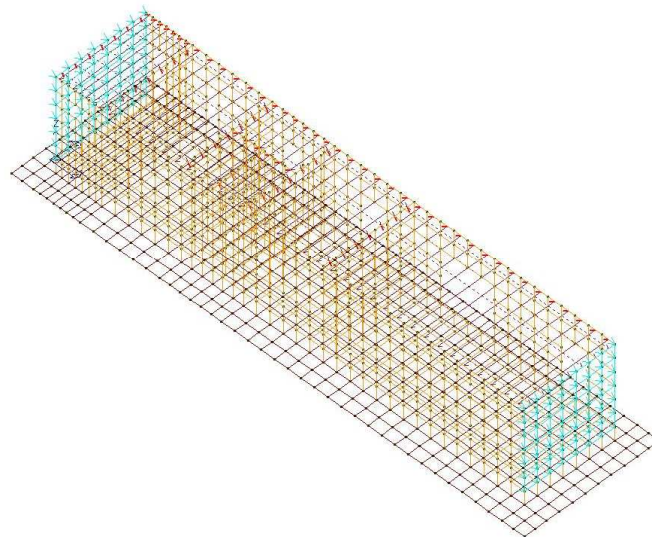


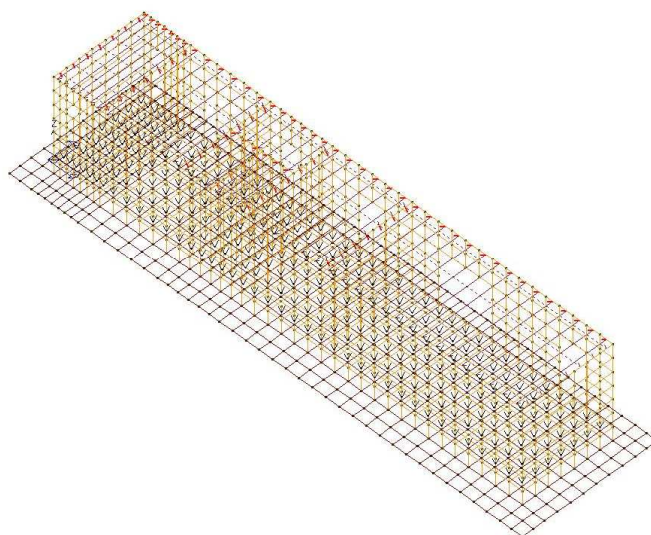
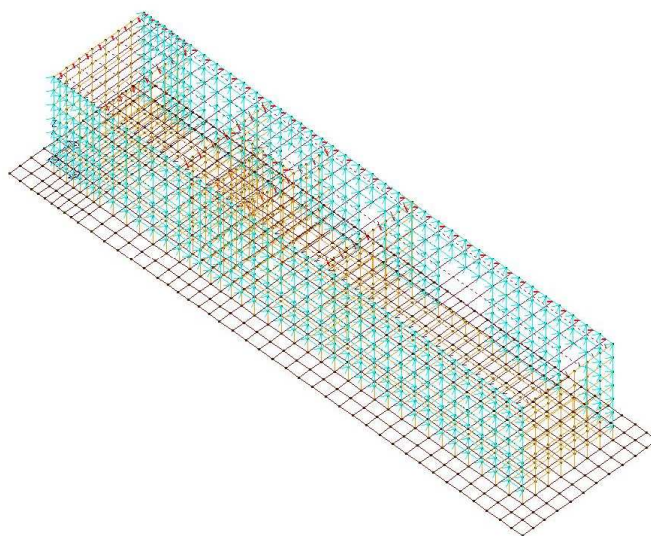












8. DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI

Le combinazioni previste per i diversi casi di carico (CDC) seguono le regole previste dalla Normativa vigente e sono destinate al controllo di sicurezza della struttura e alla verifica degli spostamenti e delle sollecitazioni.

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

Combinazione fondamentale SLU

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

Combinazione caratteristica (rara) SLE

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

Combinazione frequente SLE

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

Combinazione quasi permanente SLE

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

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

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

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

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

Dove:

NTC 2018 Tabella 2.5.I

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

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

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

NTC 2018 Tabella 2.6.I

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

8.1 TIPO DI ANALISI EFFETTUATE

Tipo di analisi strutturale	
Analisi per carichi non sismici	SI
Sismica statica lineare	NO
Sismica dinamica lineare	SI
Sismica statica non lineare (triangolare; G1 – a §7.3.3.2)	NO
Sismica statica non lineare (prop. modo; G1 – b §7.3.4.2)	NO
Sismica statica non lineare (prop. tagli di piano; G1 – c §7.3.4.2)	NO
Sismica statica non lineare (prop. masse; G2 – a §7.3.4.2)	NO
Sismica statica non lineare (multimod; G2 – c §7.3.4.2)	NO
Non linearità geometriche (fattore P delta)	NO

8.2 COMBINAZIONI E/O PERCORSI DI CARICO

Combinazioni dei casi di carico	
APPROCCIO PROGETTUALE	Approccio 2
SLU	SI
SLV (SLU con sisma)	SI
SLC	NO
SLD	SI
SLO	NO
SLU GEO A2 (per approccio 1)	NO
SLU EQU	NO
Combinazione caratteristica (rara)	SI
Combinazione frequente	SI
Combinazione quasi permanente (SLE)	SI
SLA (accidentale quale incendio)	SI

TABELLA_COMBINAZIONI				
Tipo CMB	Da	Da	A	A
-	Id	Nome	Id	Nome
SLU	1	Comb. SLU A1 1	76	Comb. SLU A1 76
SLV	77	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 77	108	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 108
SLD	109	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 109	140	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 140
SL eccezionale	141	Comb. SLU (Eccez.) 141	142	Comb. SLU (Eccez.) 142
SLE rara	143	Comb. SLE(rara) 143	180	Comb. SLE(rara) 180
SLE frequente	181	Comb. SLE(freq.) 181	189	Comb. SLE(freq.) 189
SLE quasi permanente	190	Comb. SLE(perm.) 190	191	Comb. SLE(perm.) 191

Legenda

Tipo CMB Indica la categoria di combinazione

Si riportano di seguito, per completezza, le videate delle opzioni così come impostate nel programma:

[illegible]

SLU non sismici

	g G1 max	g G1 min	g G2 max	g G2 min	g P max	g P min	g Q
Fattori di comb. A1 [STR]	1.3	1	1.5	0.8	1	1	1.5
Fattori di comb. A2 [GEO]	1	1	1.3	0.8	1	1	1.3
<input type="checkbox"/> SLU EQU	1.1	0.9	1.5	0.8	1	1	1.5

SL per azioni sismiche

	g E	g G1 max	g G1 min	g G2 max	g G2 min	g P max	g P min	g Q
Fattori di comb. A1	1	1	1	1	1	1	1	1
Fattori di comb. A2	1	1	1	1	1	1	1	1
<input type="checkbox"/> Non applicare automatismo per il punto NTC 7.2.5 (amplificazione azioni elementi soprastanti le fondazioni)								

SLU per azioni eccezionali

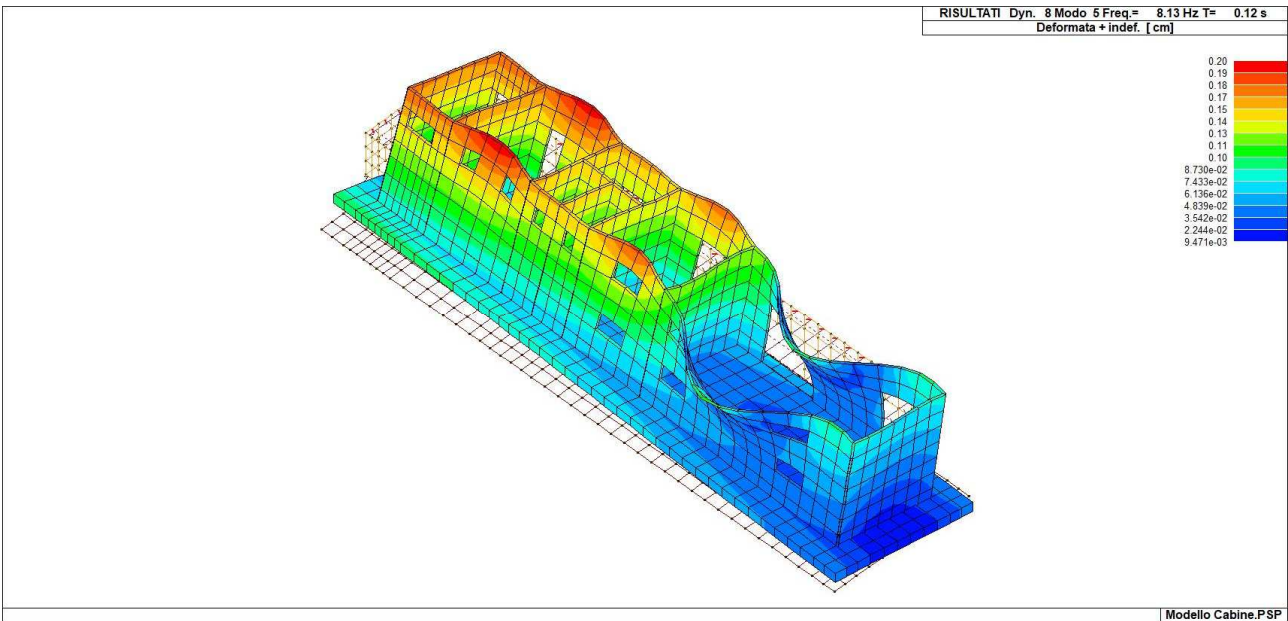
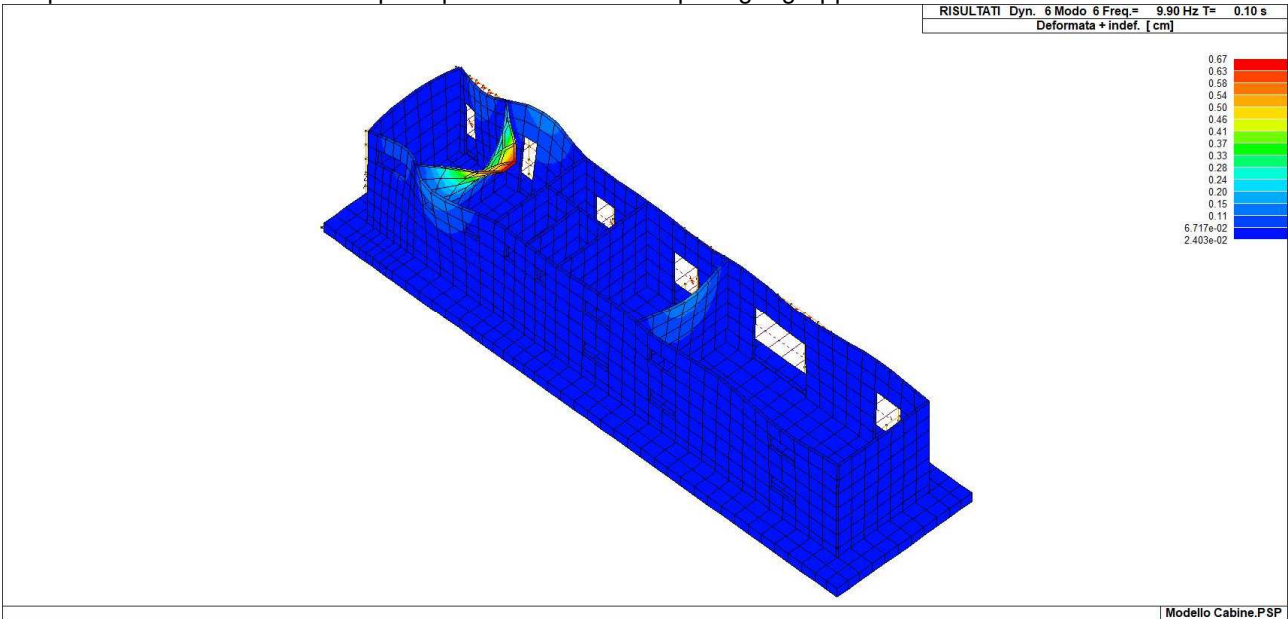
	g G1 max	g G1 min	g G2 max	g G2 min	g P max	g P min	g Q
Fattori di combinazione	1	1	1	1	1	1	1

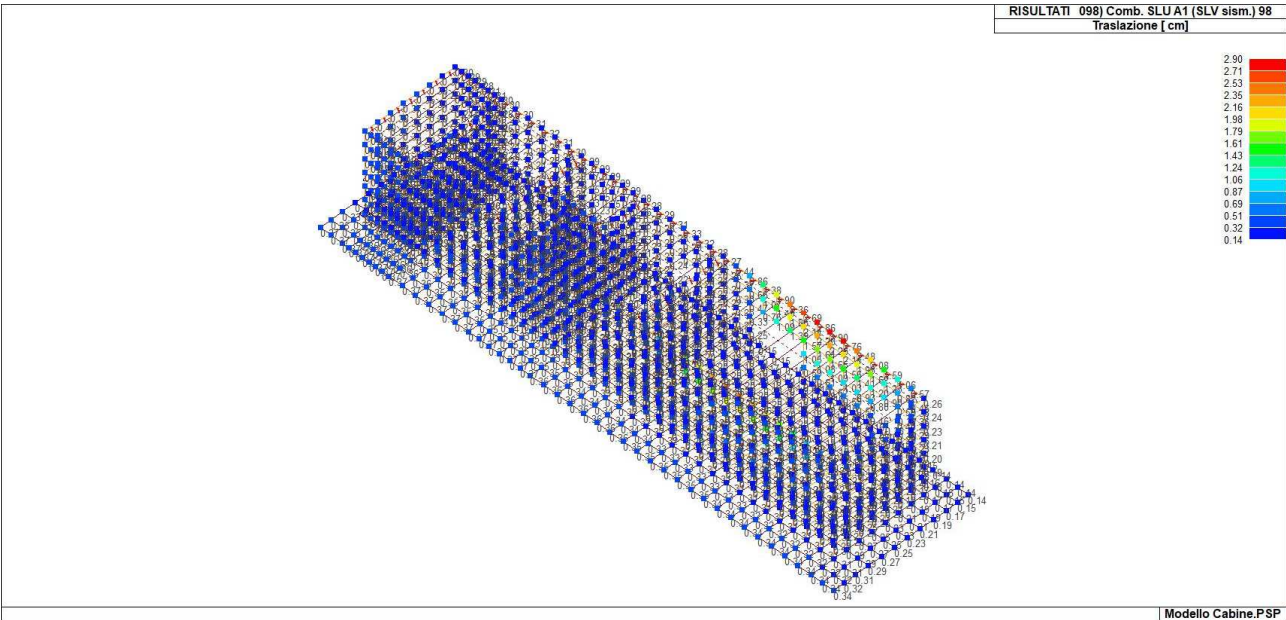
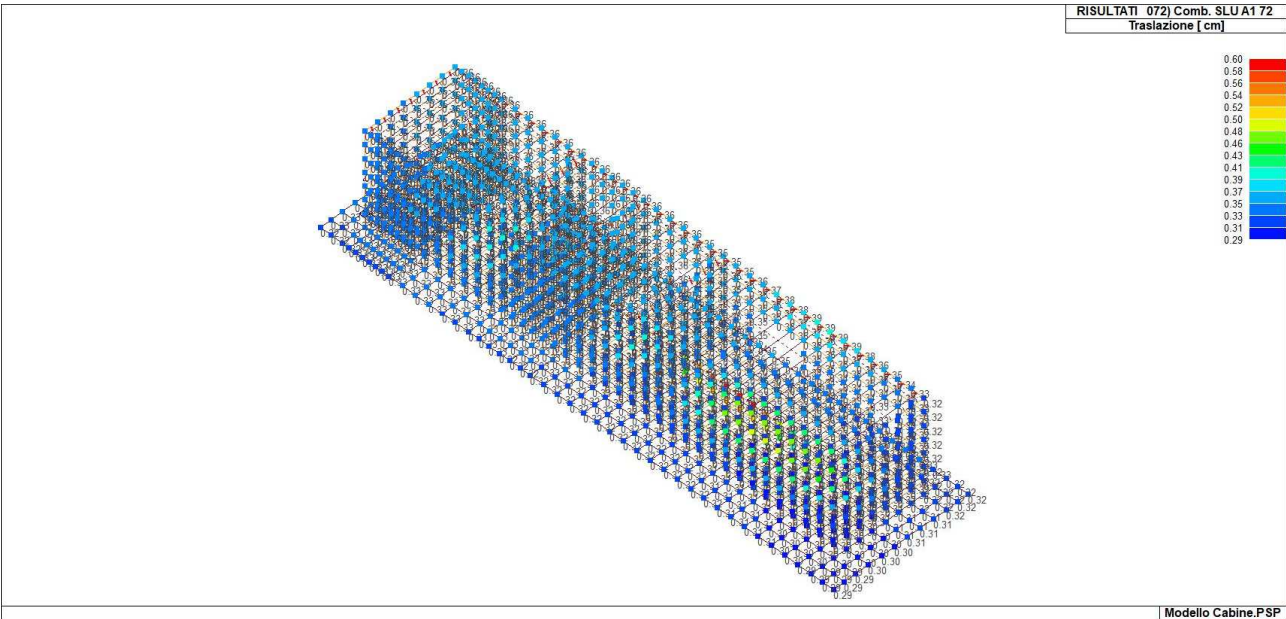
Nota importante: i valori max e min in tabella (riferiti ai cdc permanenti e precompressione) applicati con permutazione possono portare ad un numero di combinazioni particolarmente elevato.

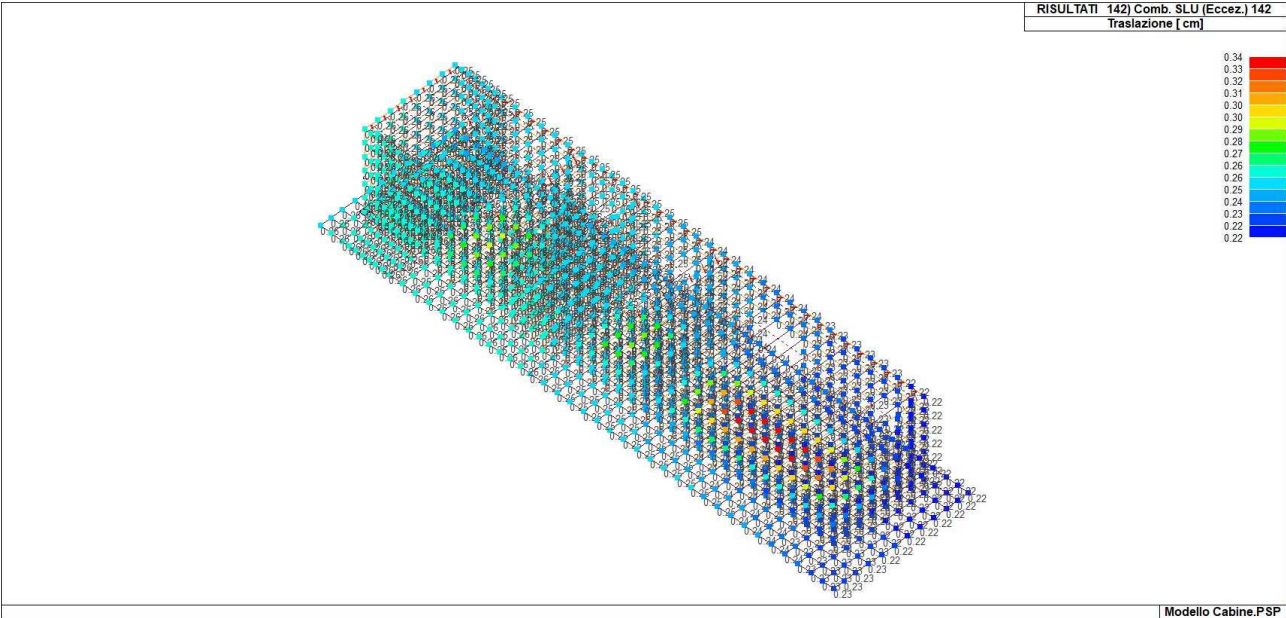
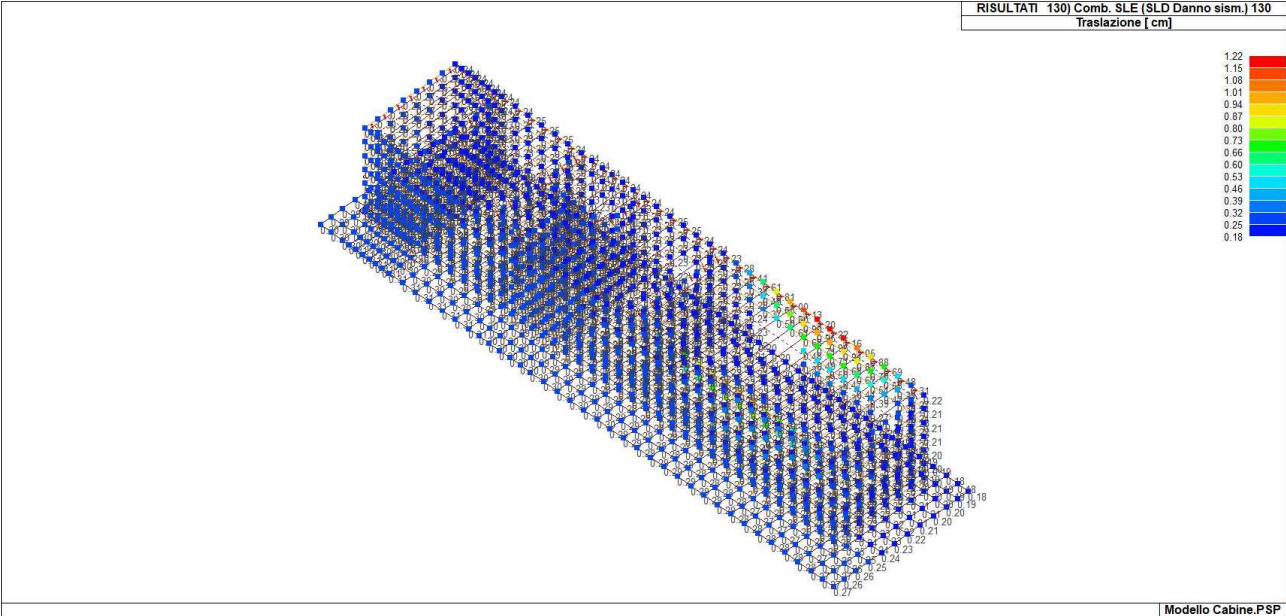
☐ Permuta valori g min e g max.

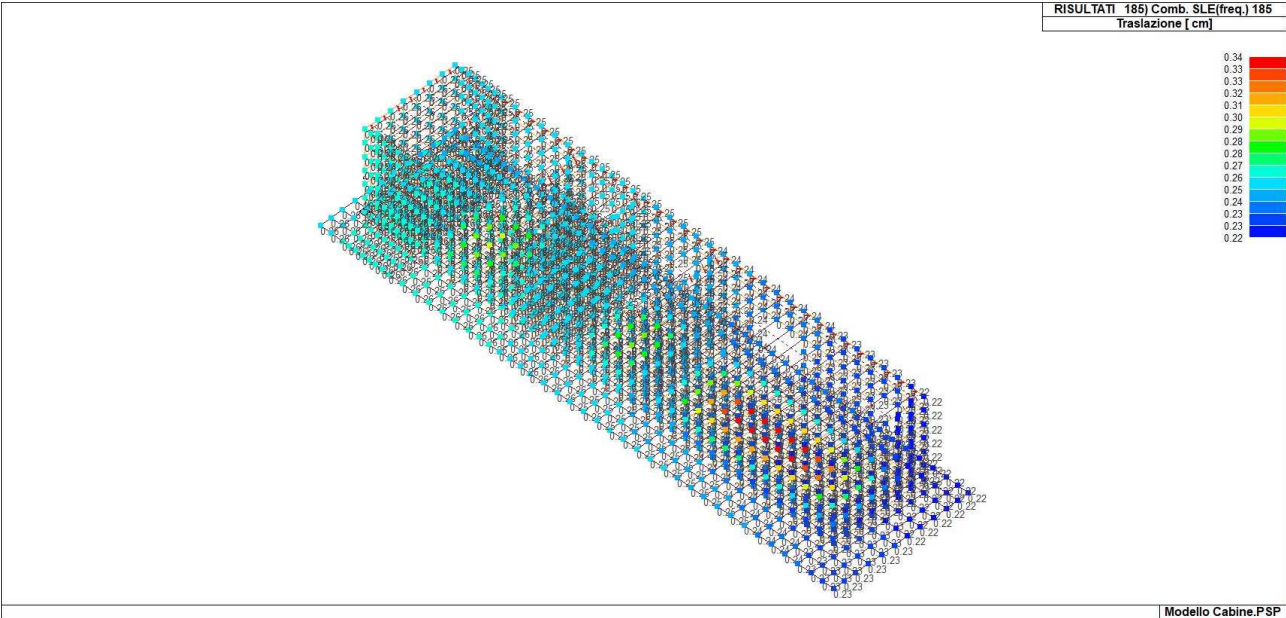
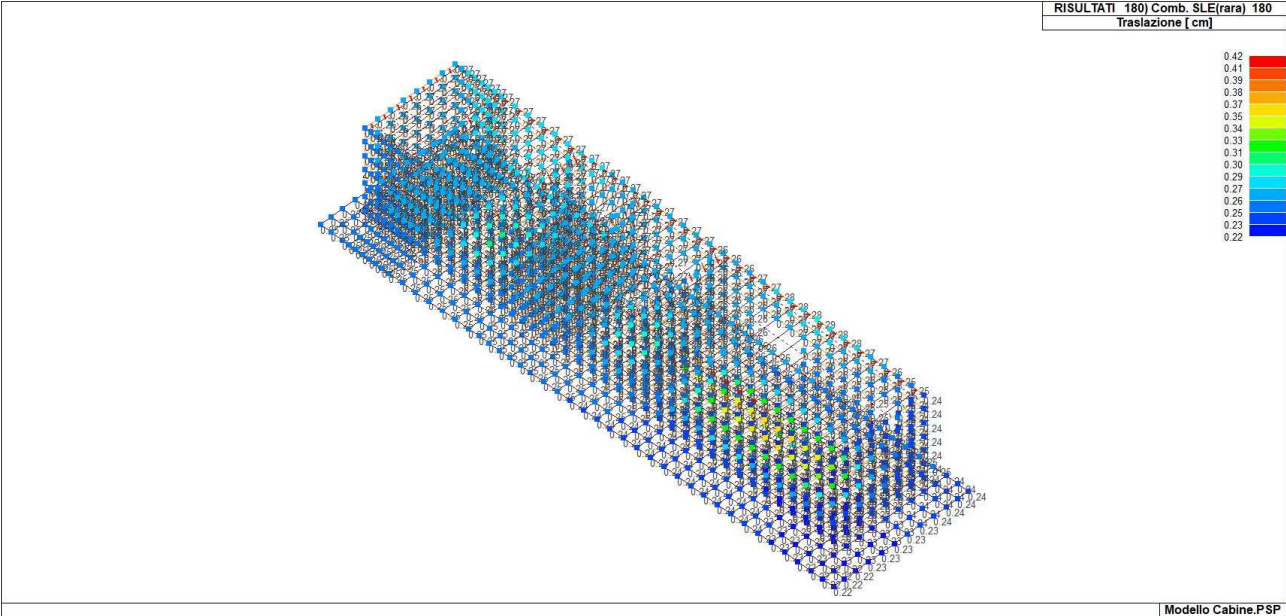
9. PRINCIPALI RISULTATI

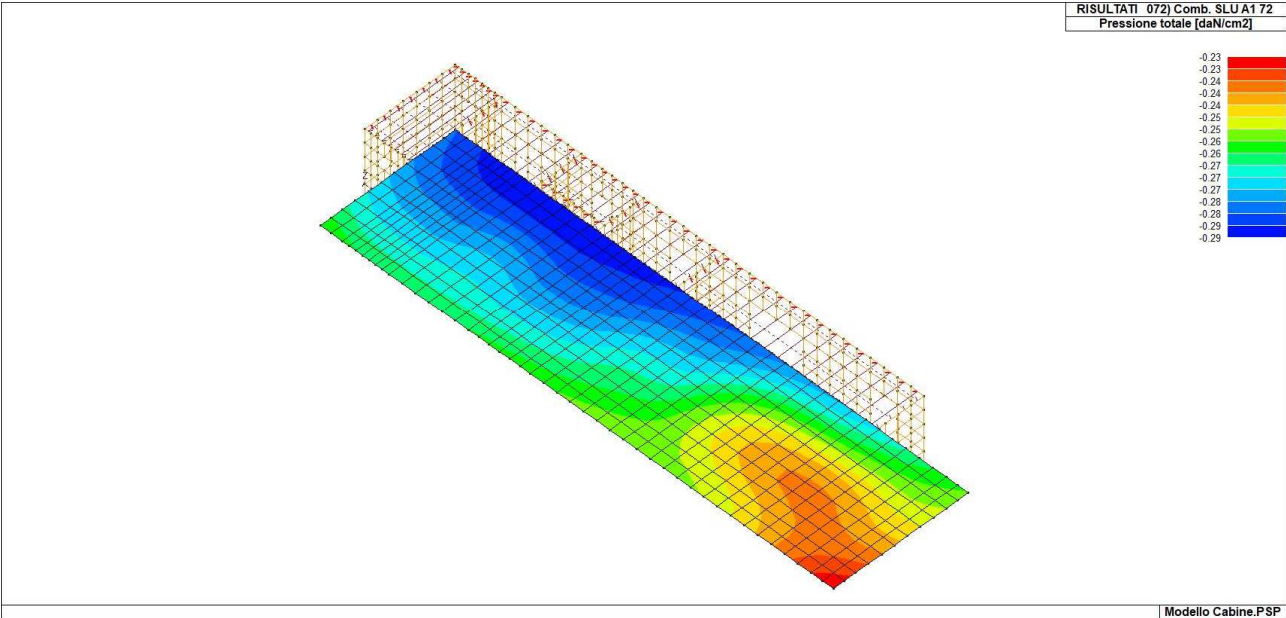
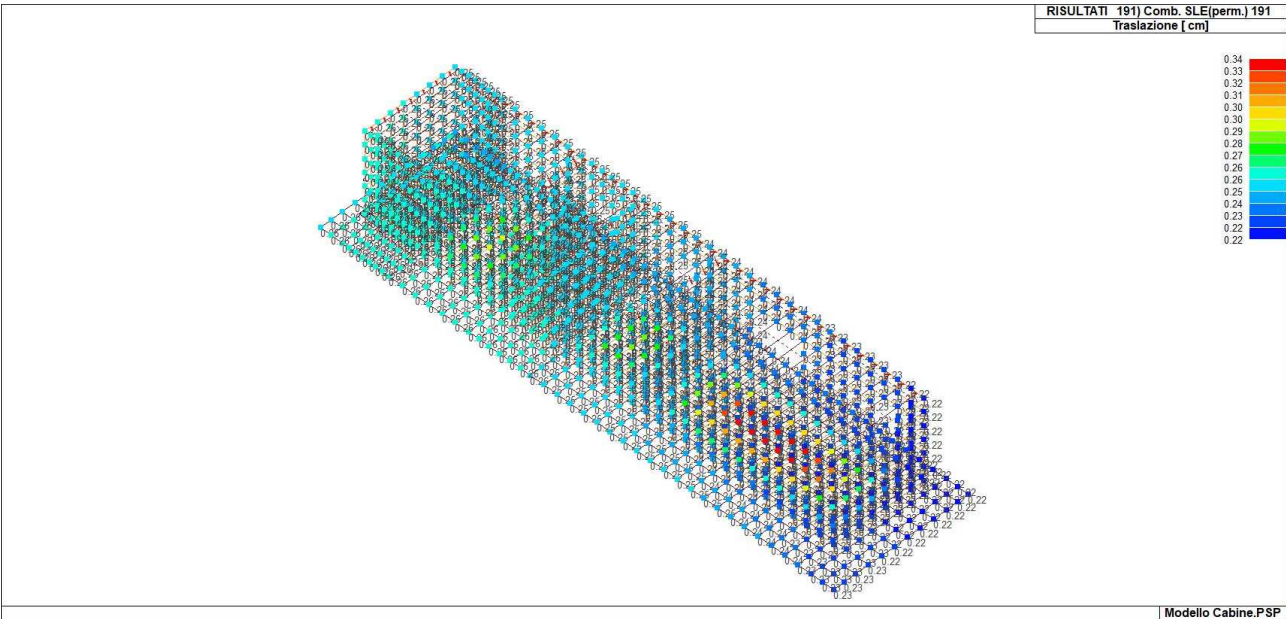
Si riportano i valori massimi dei principali risultati ottenuti per ogni gruppo di combinazioni:

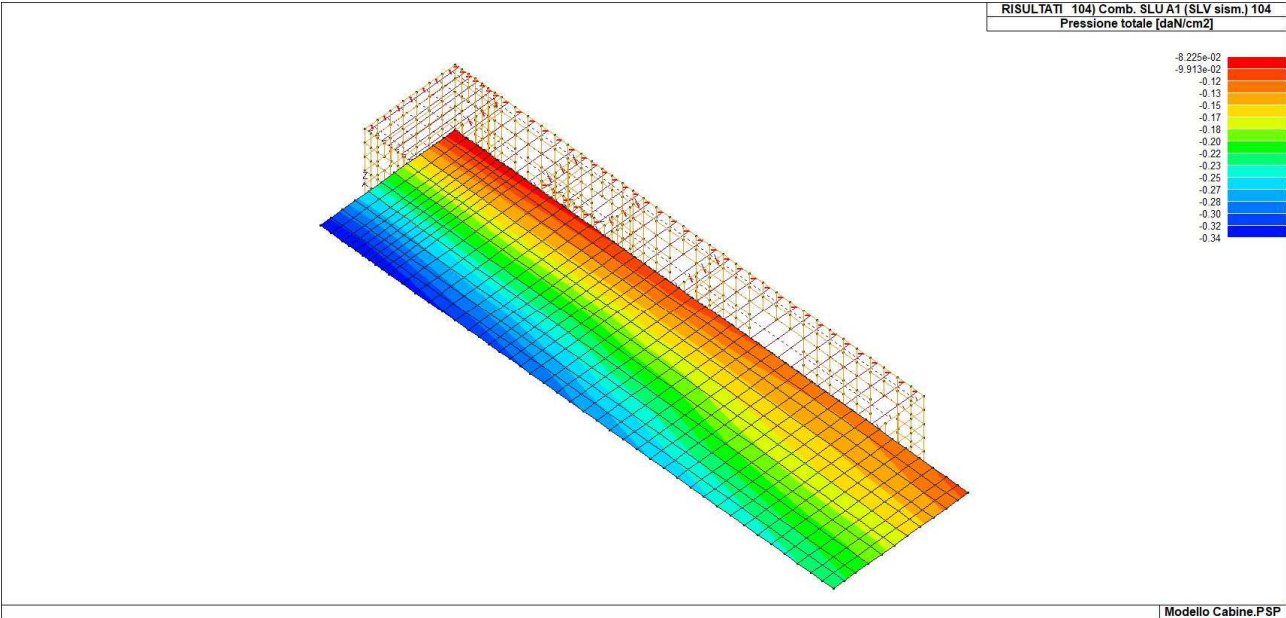
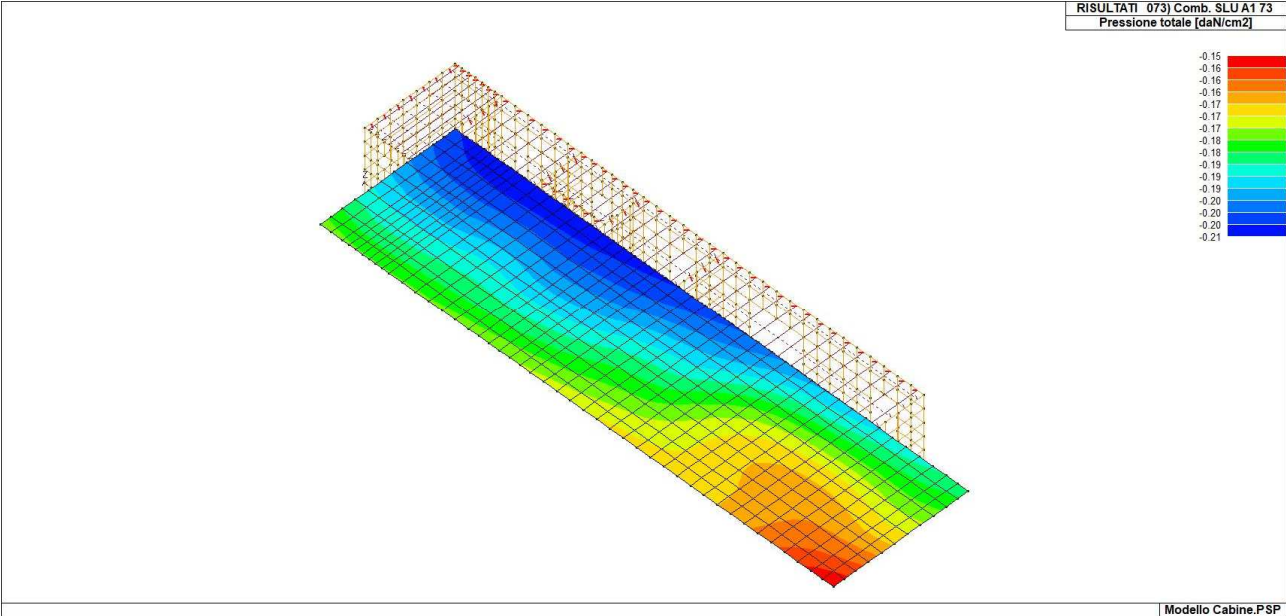


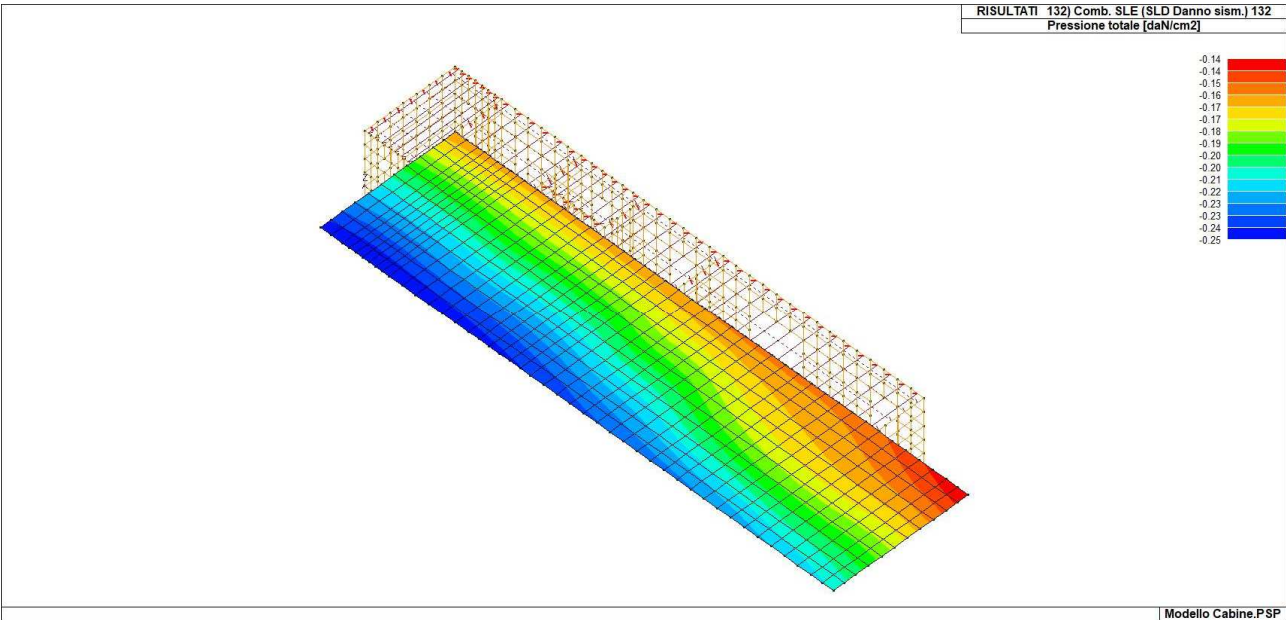
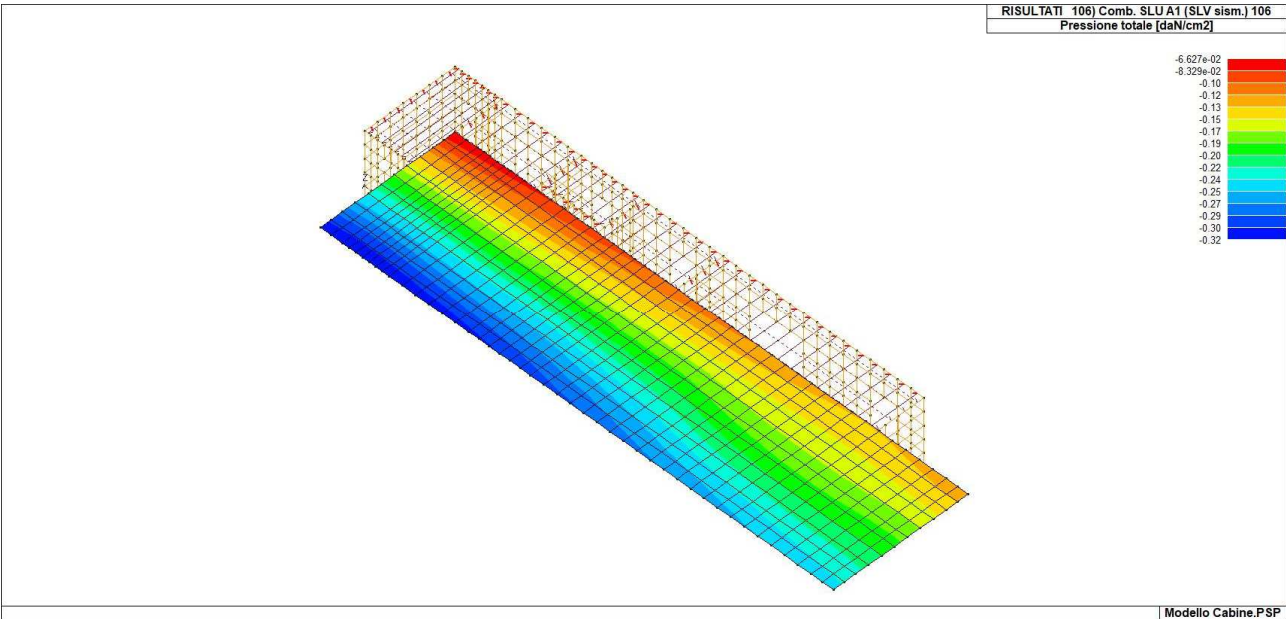


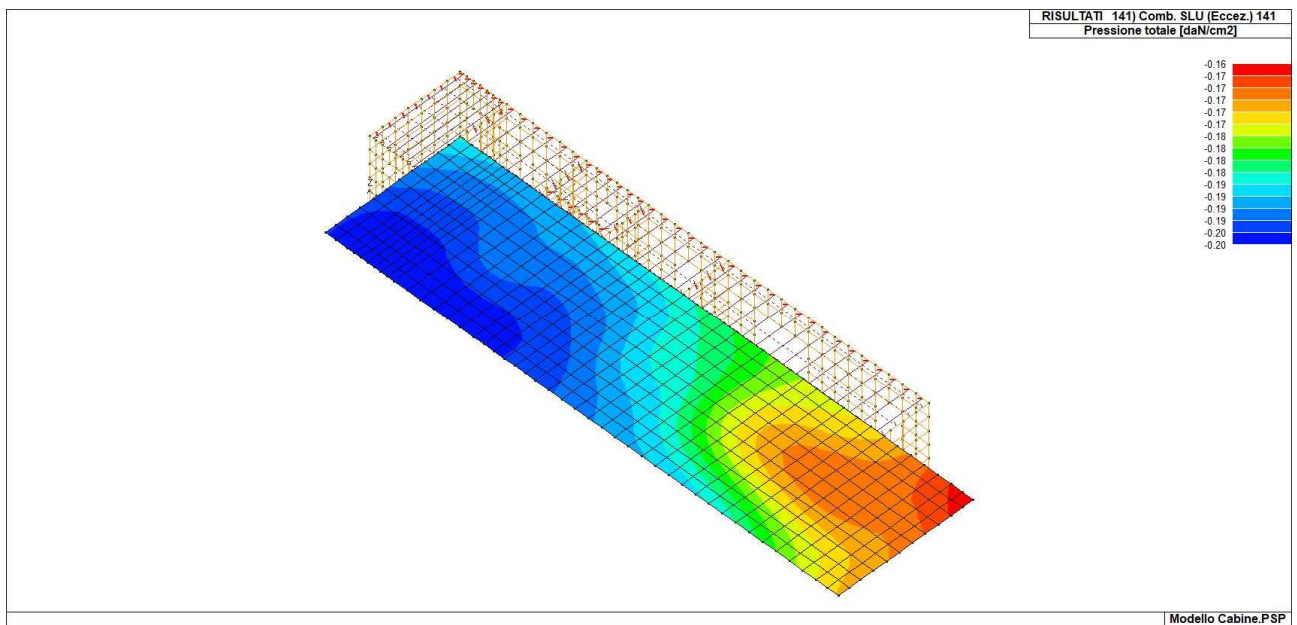
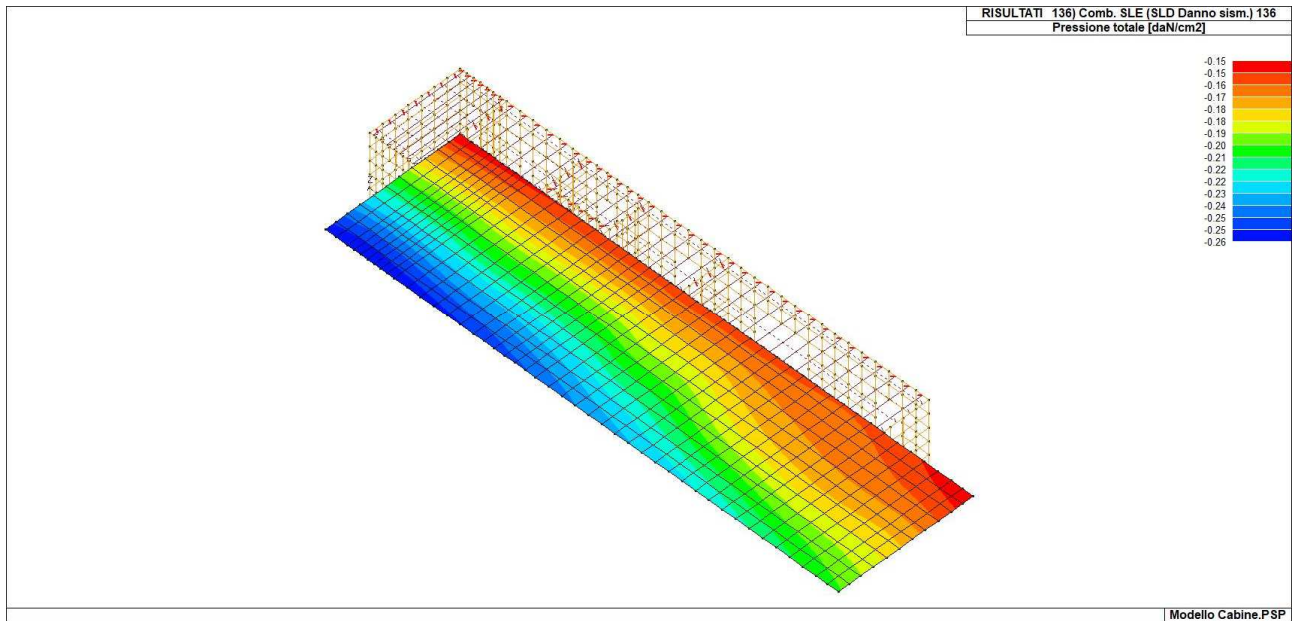


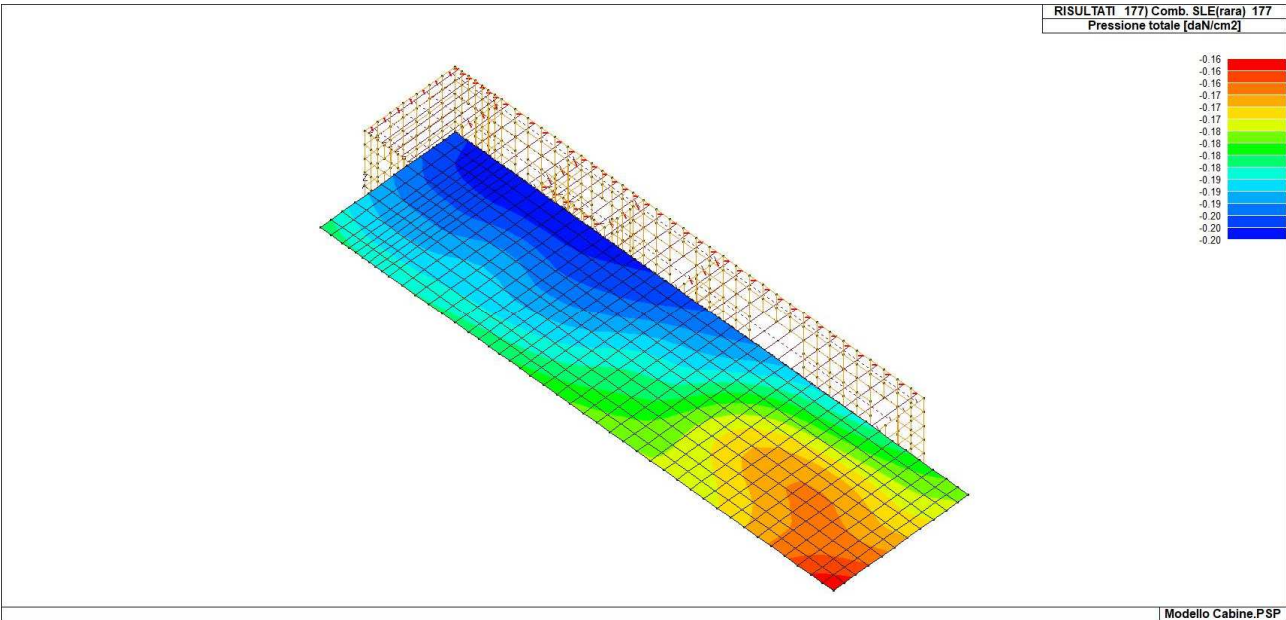
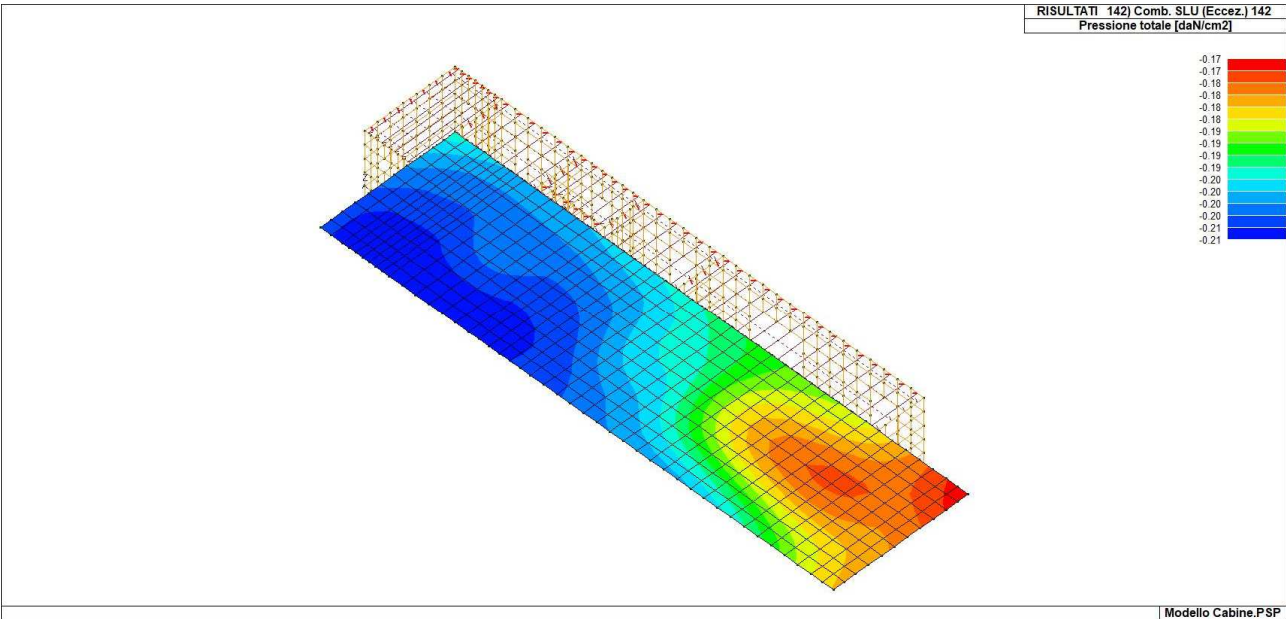


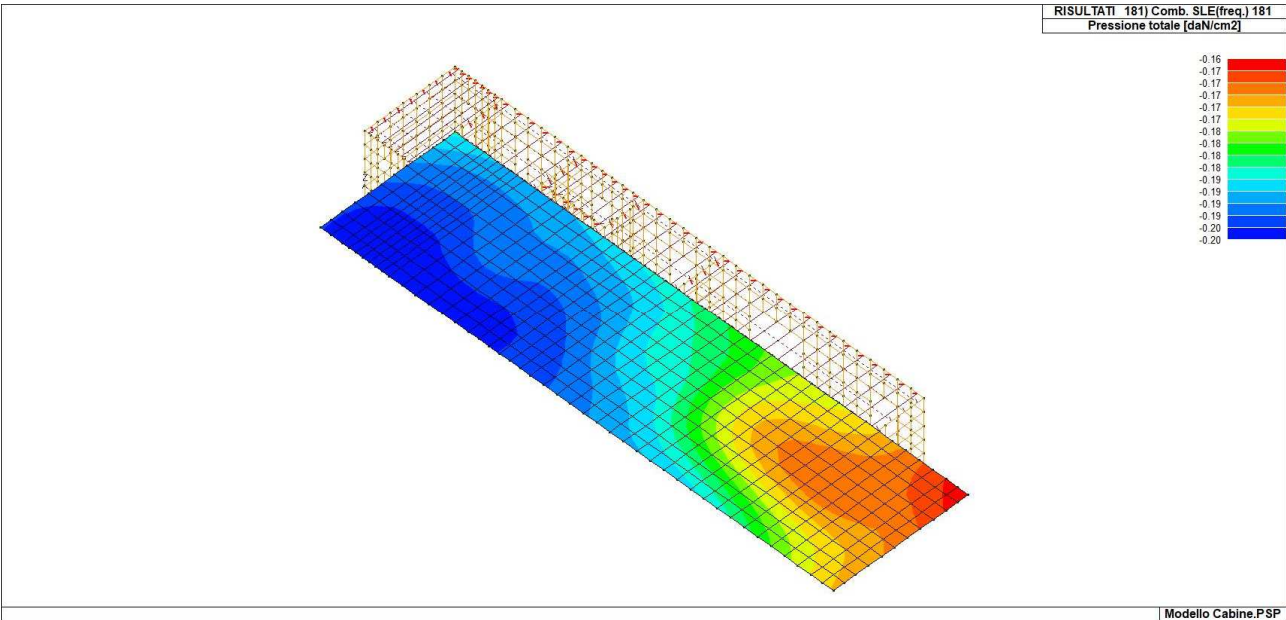
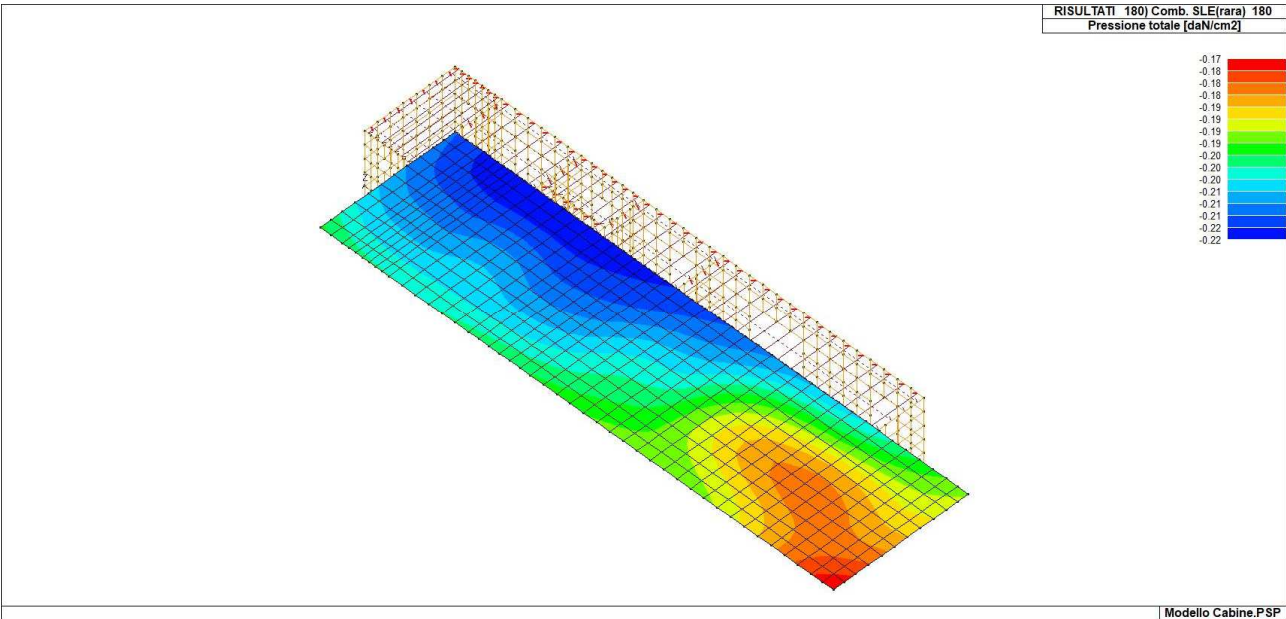


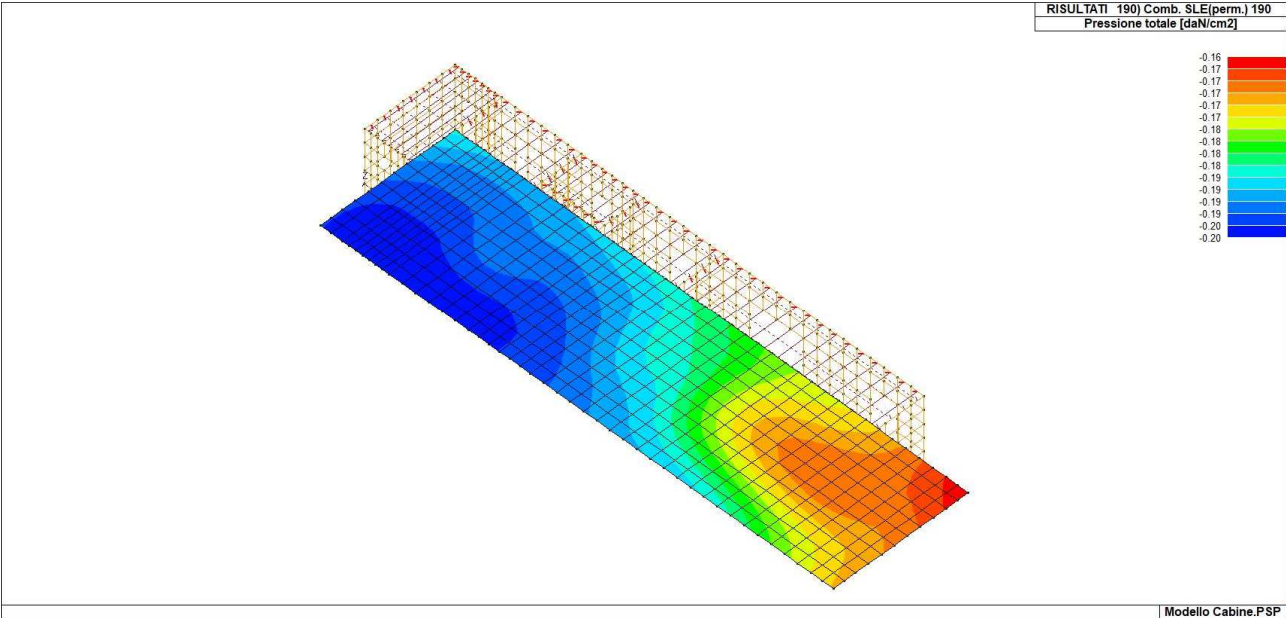
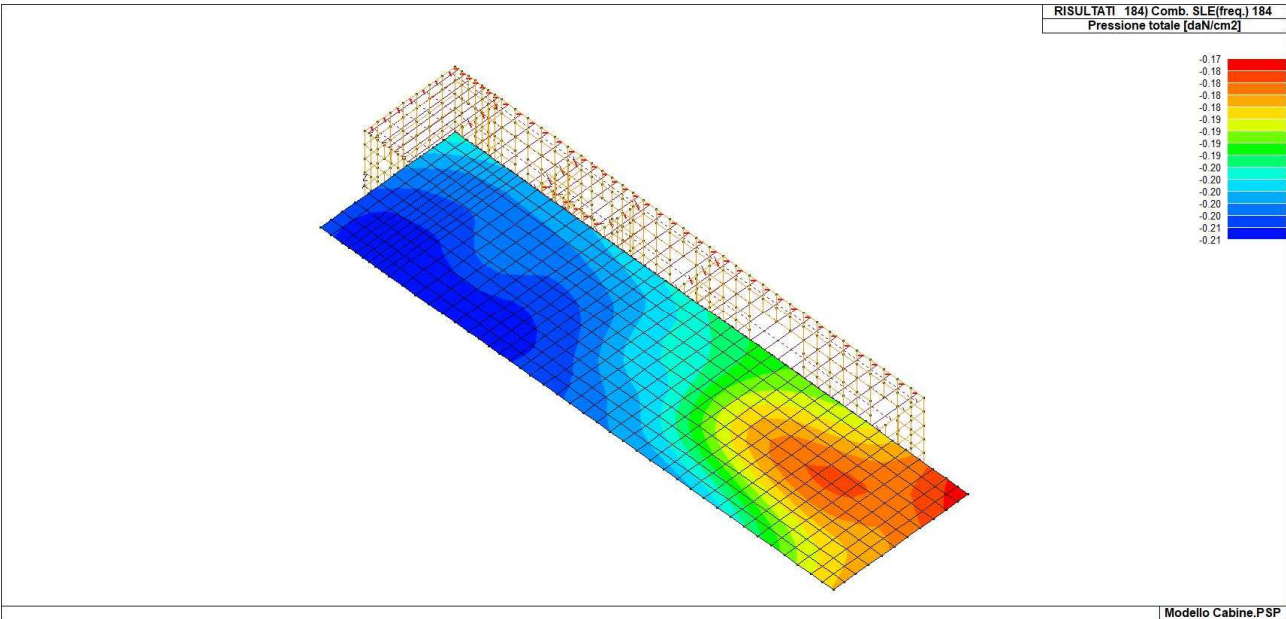


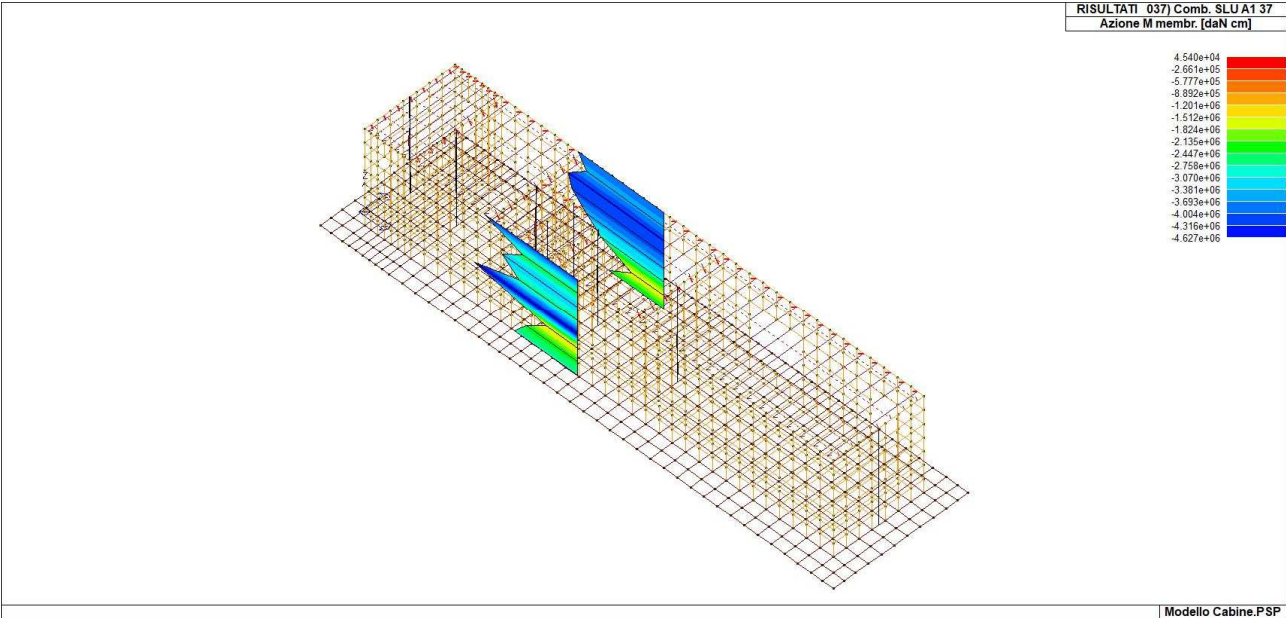
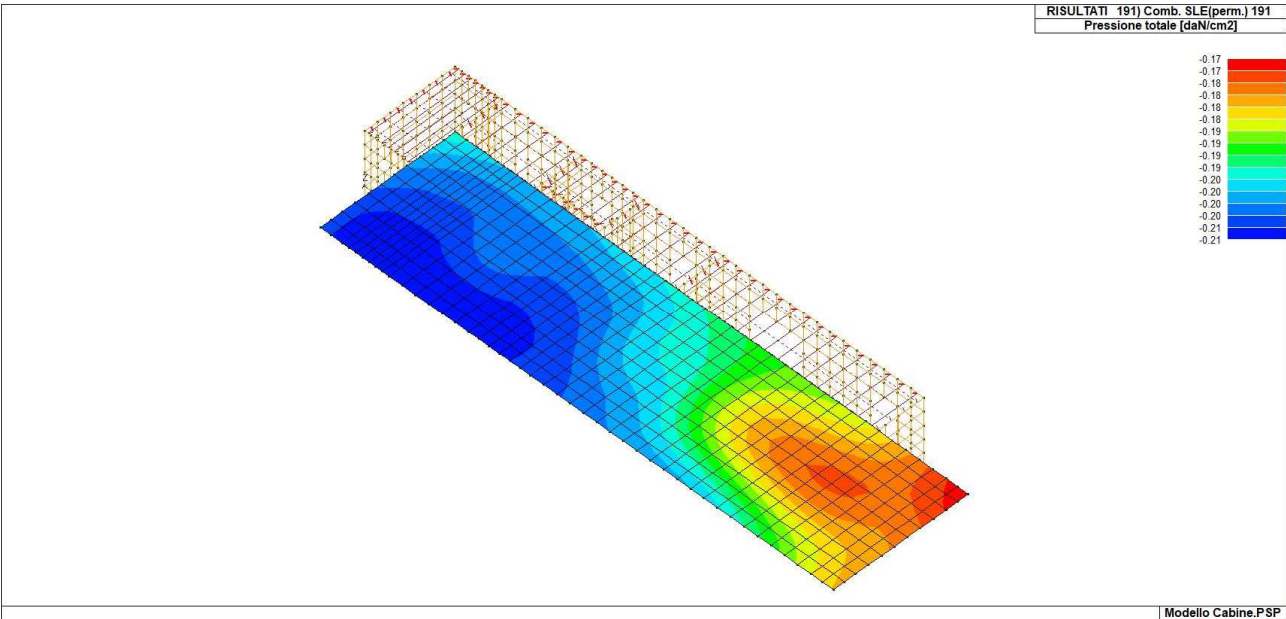


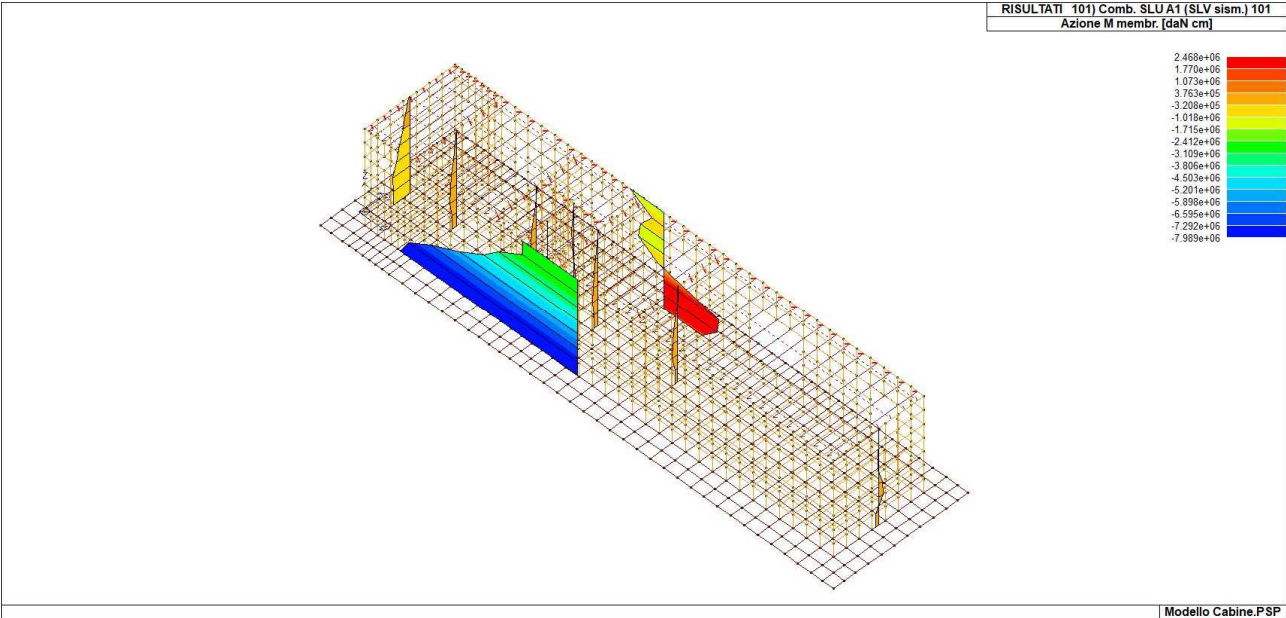
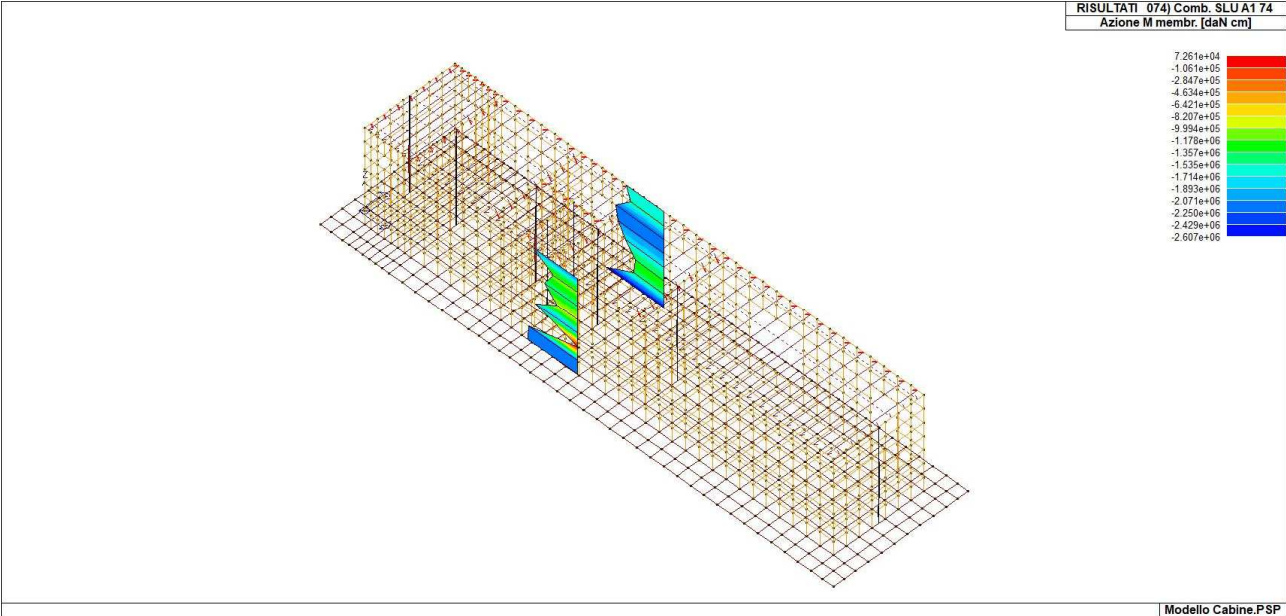


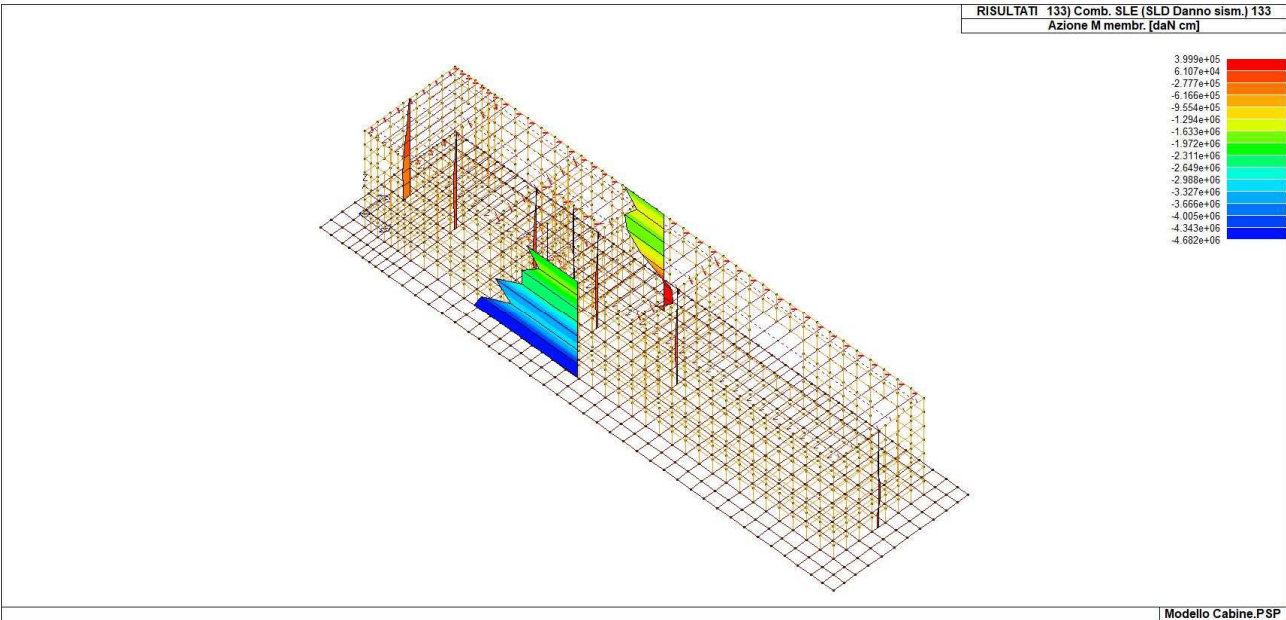
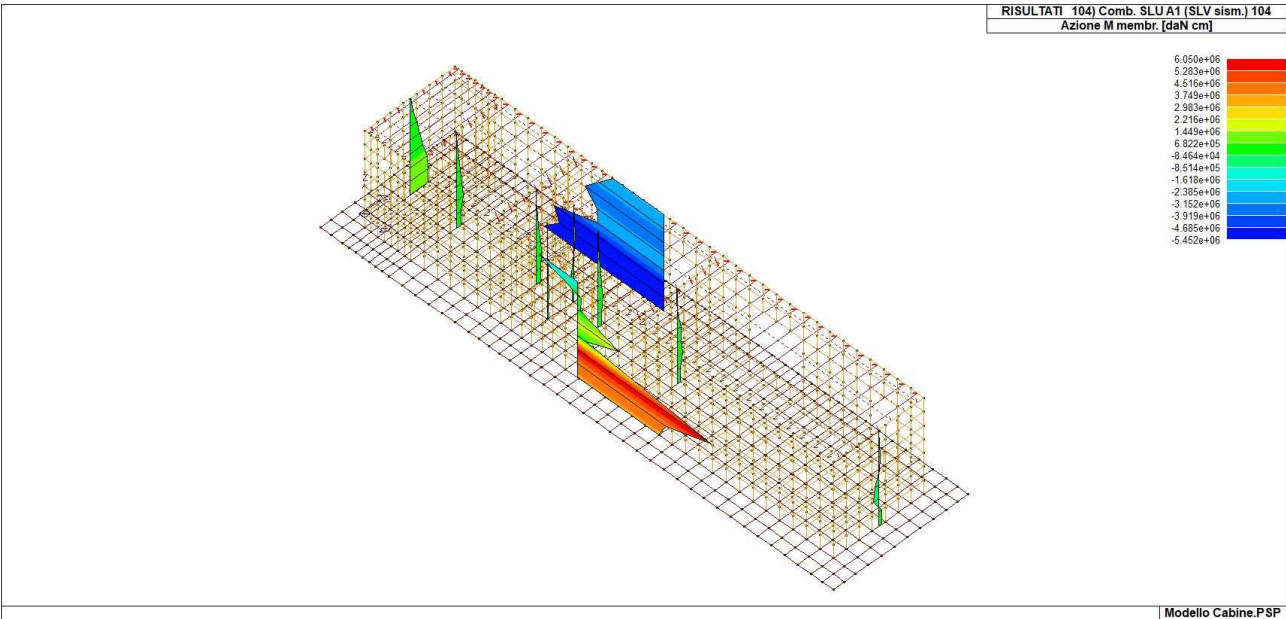


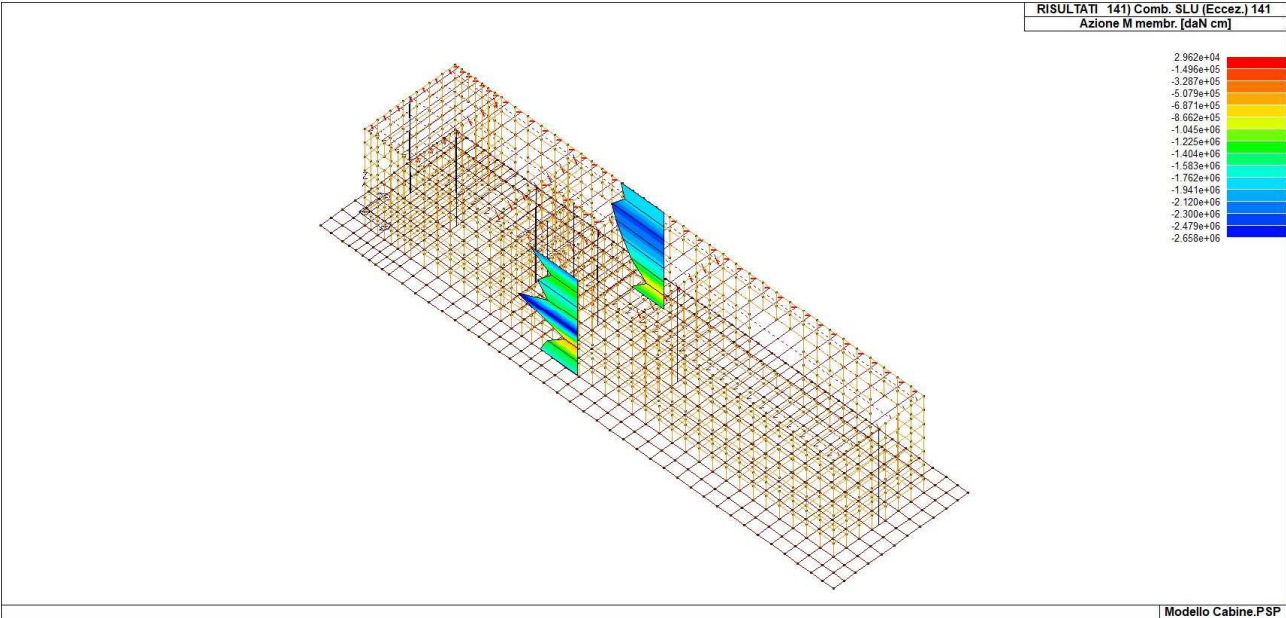
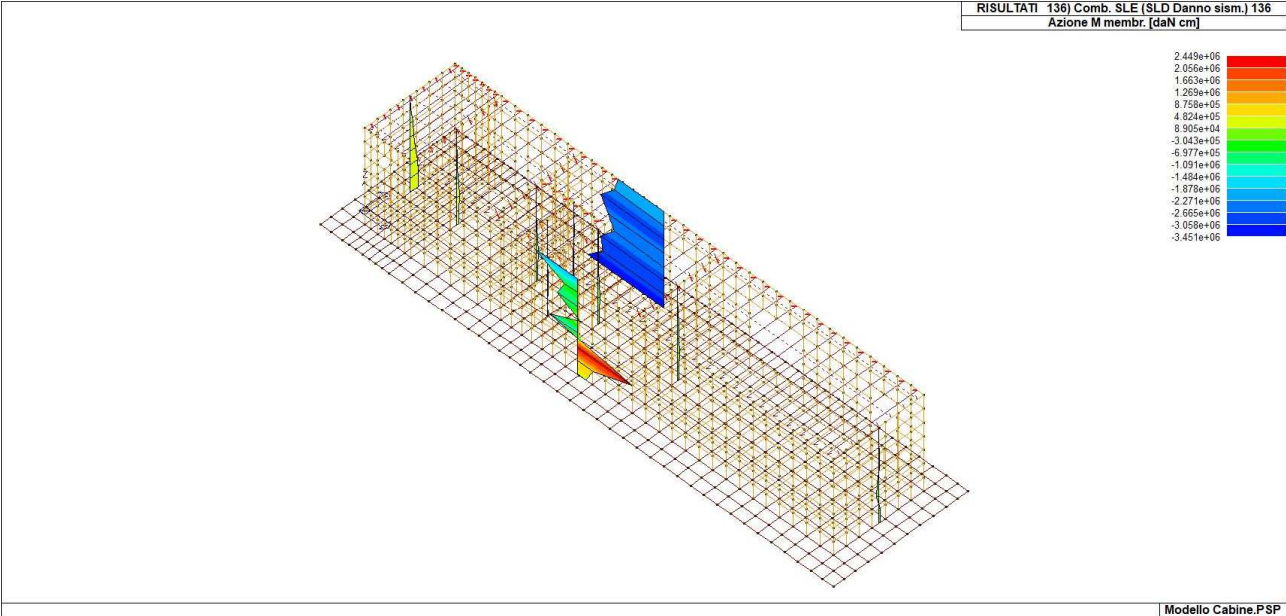


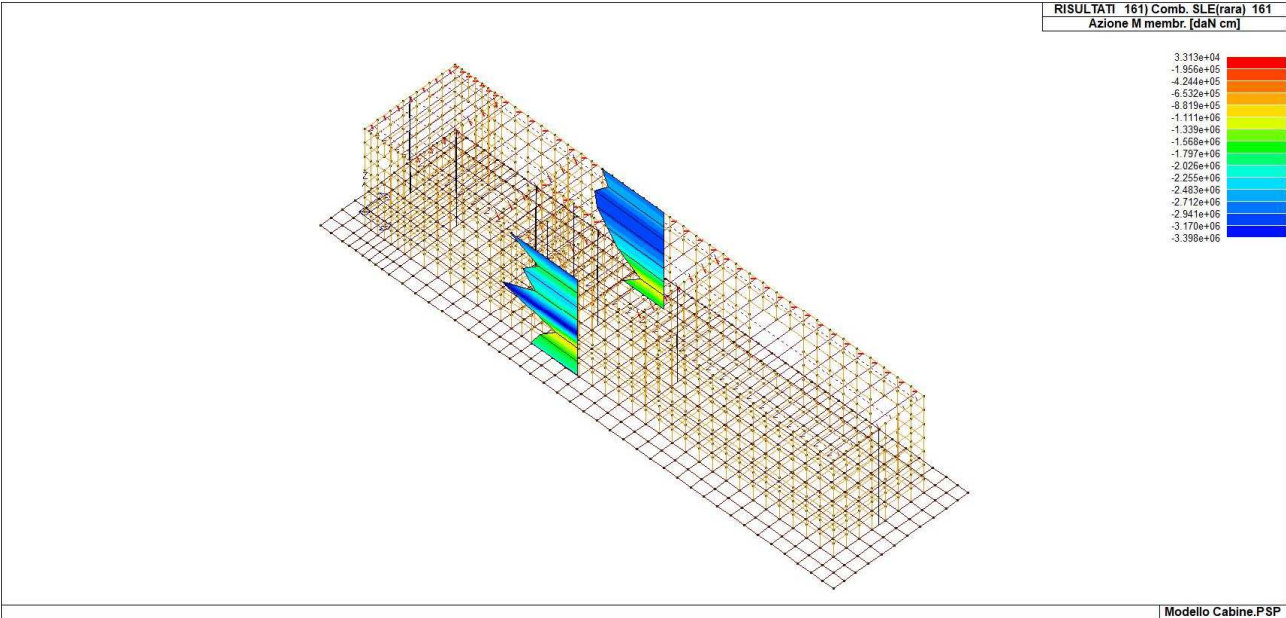
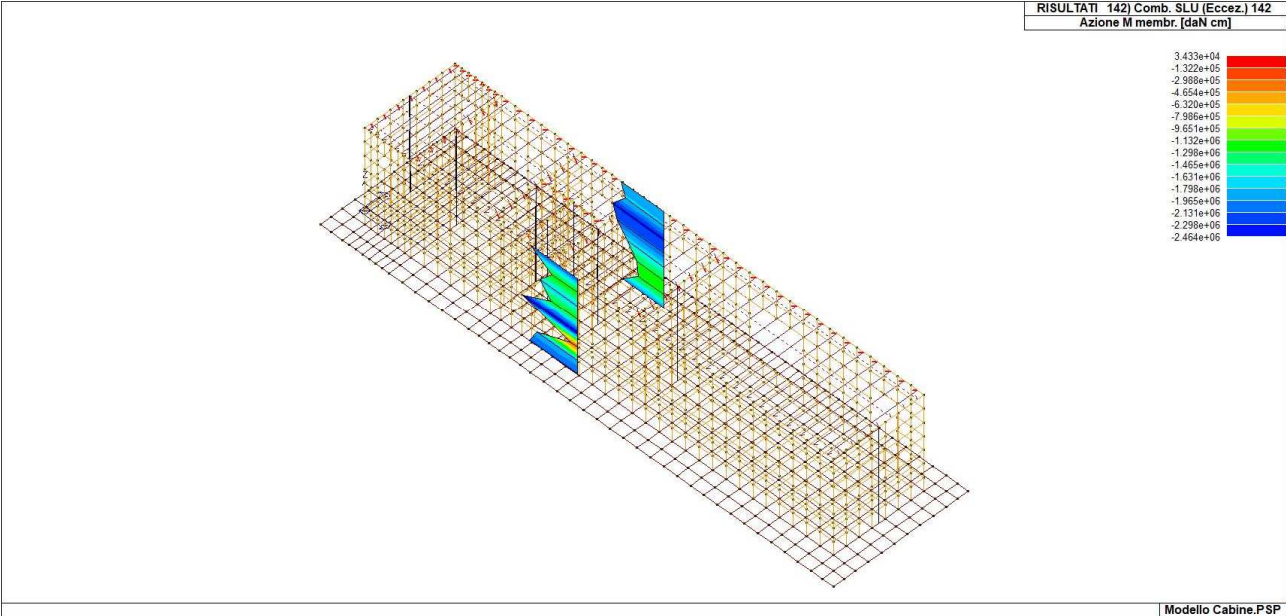


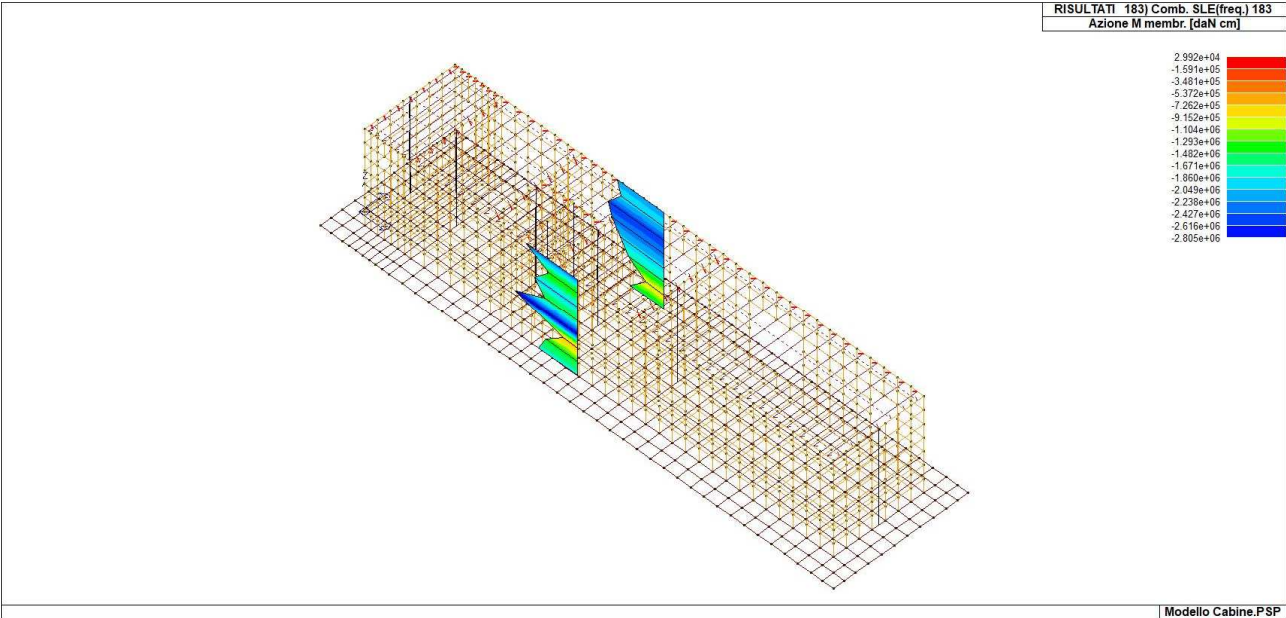
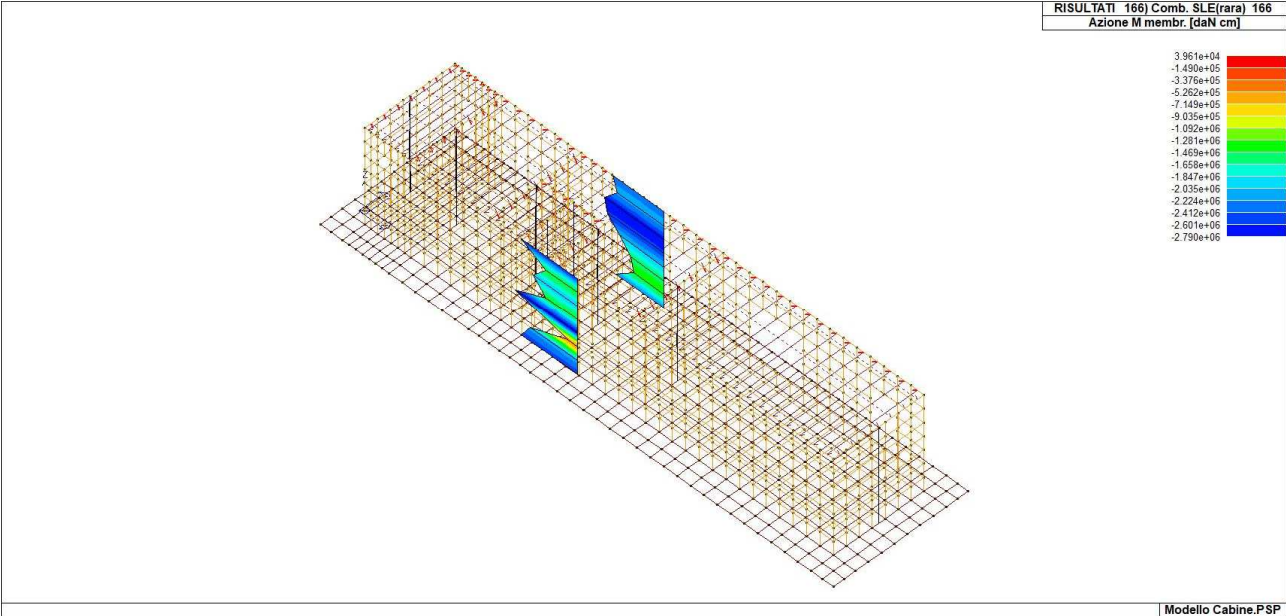


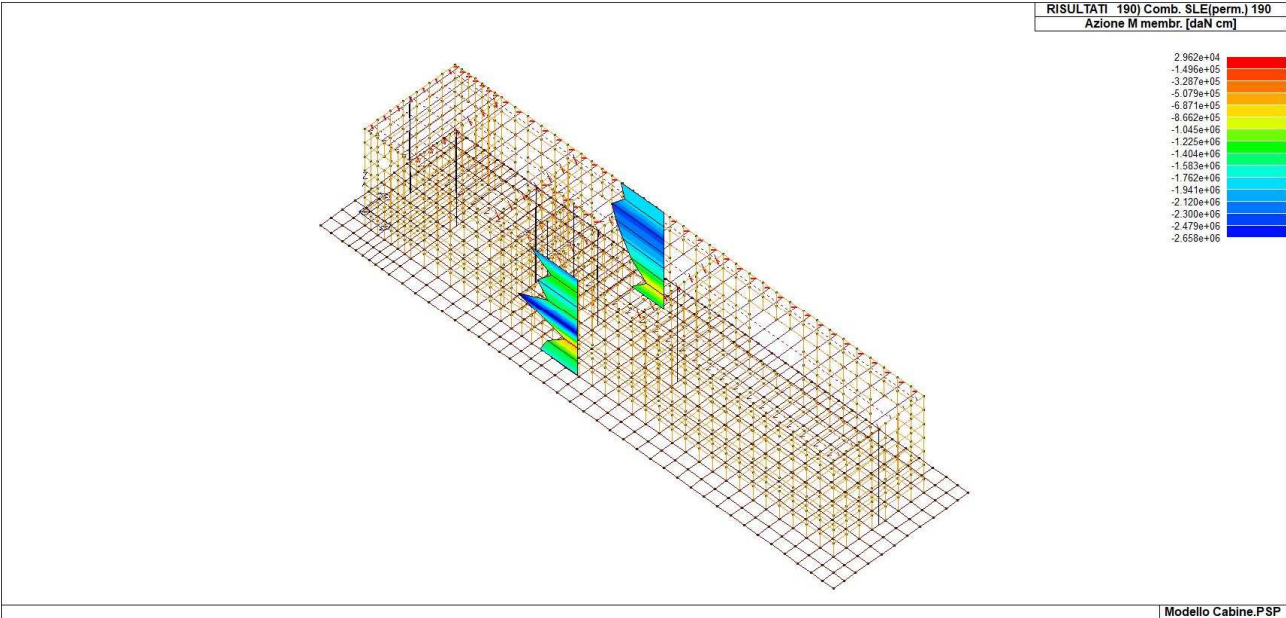
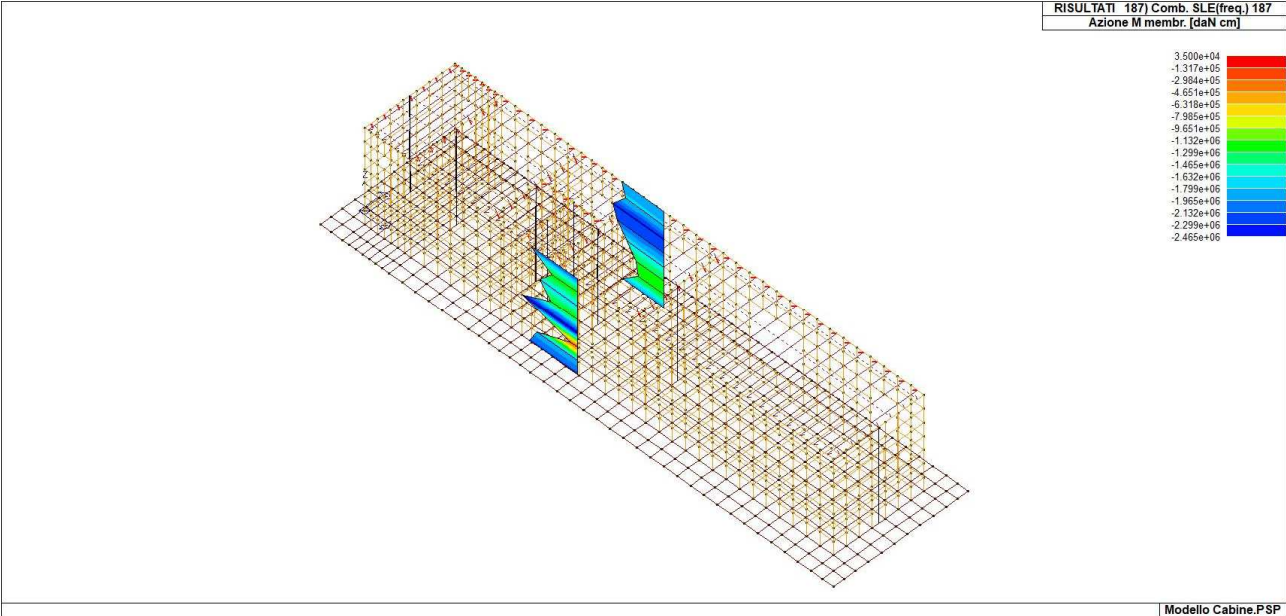


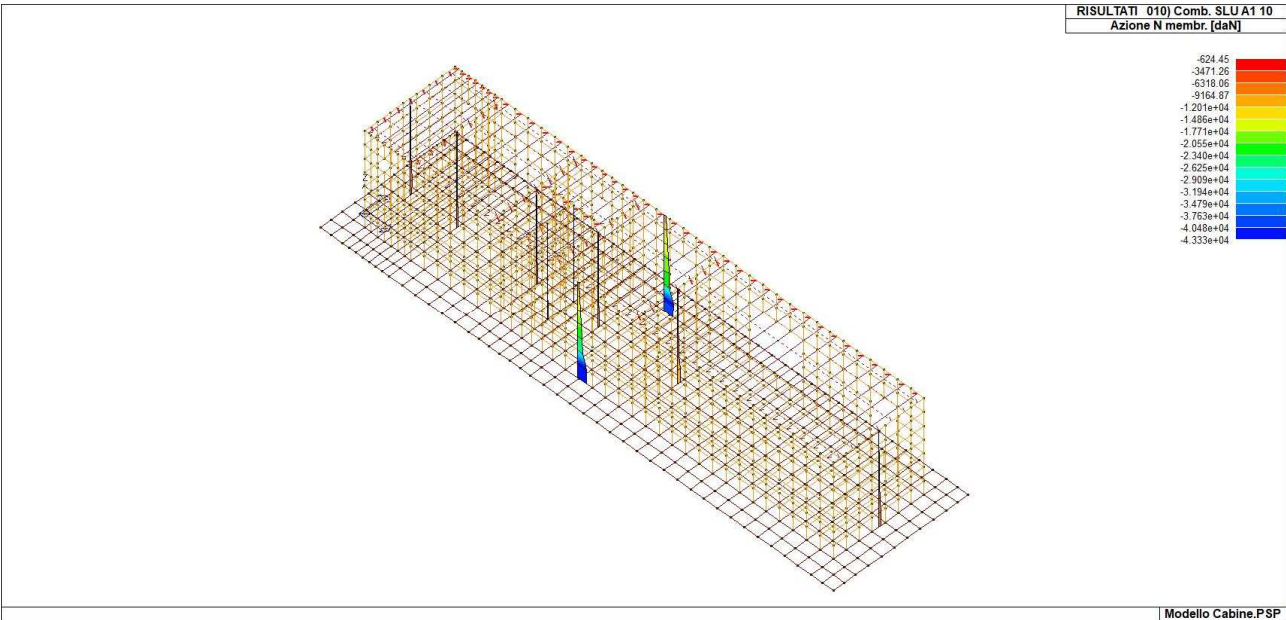
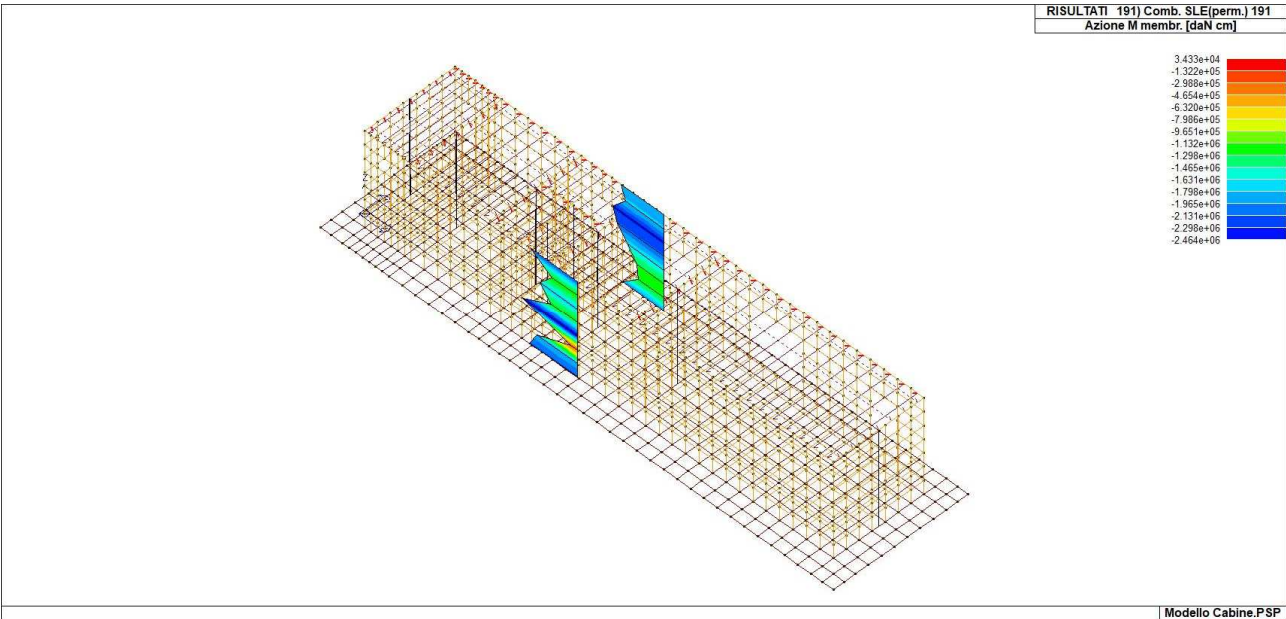


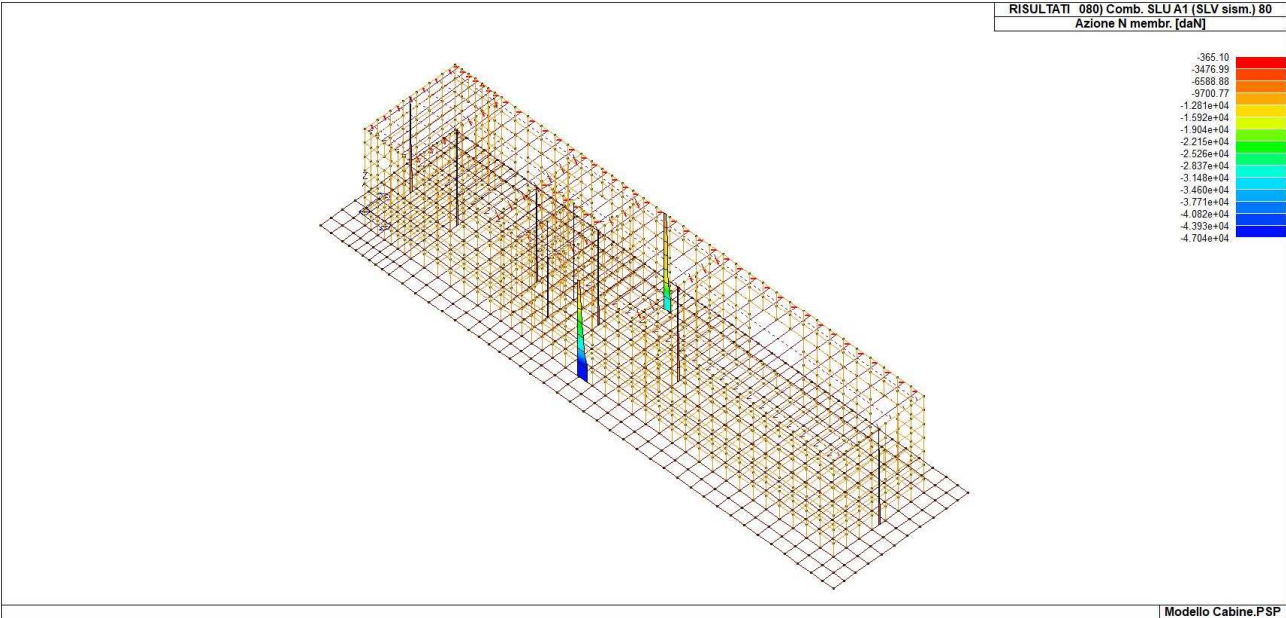
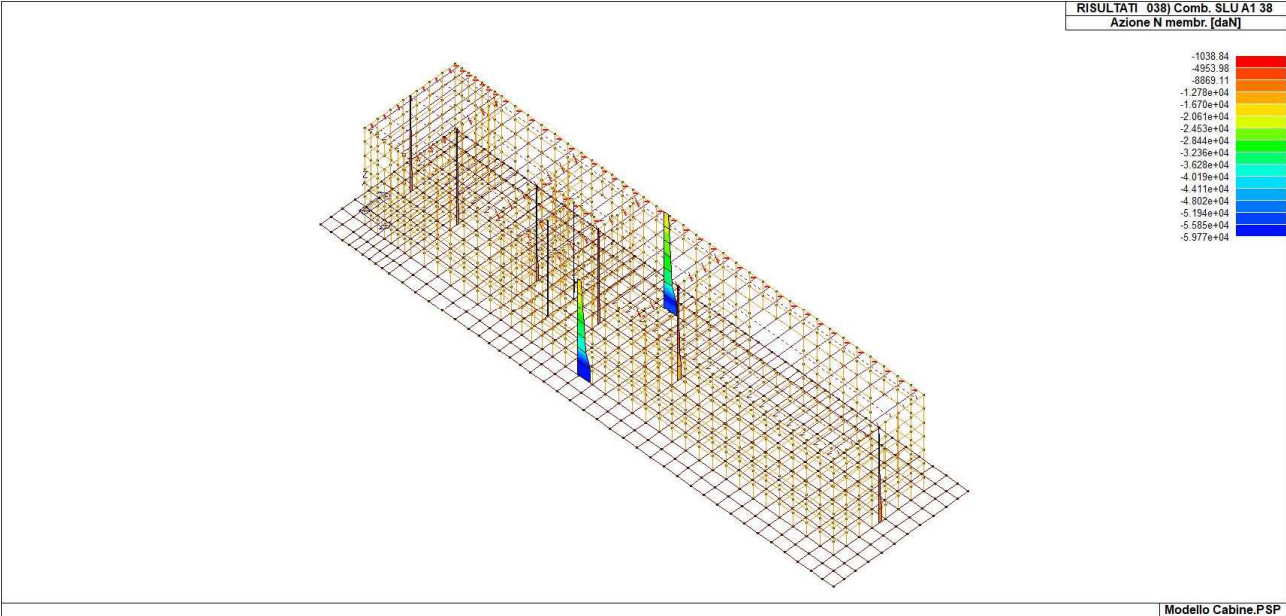


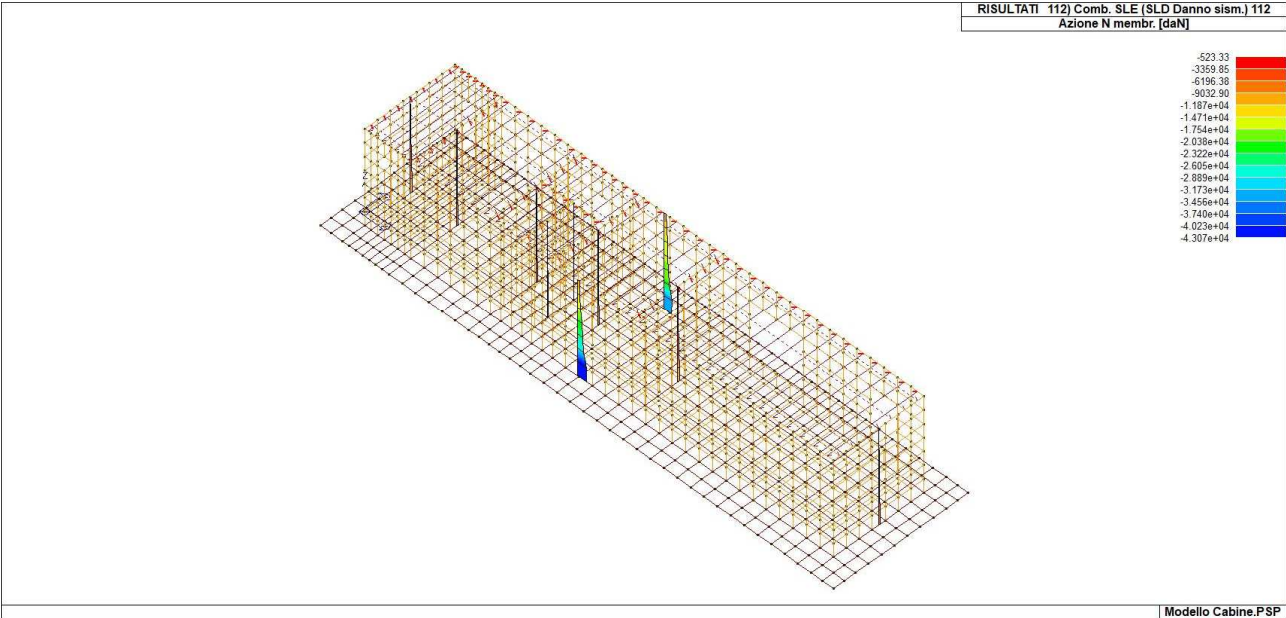
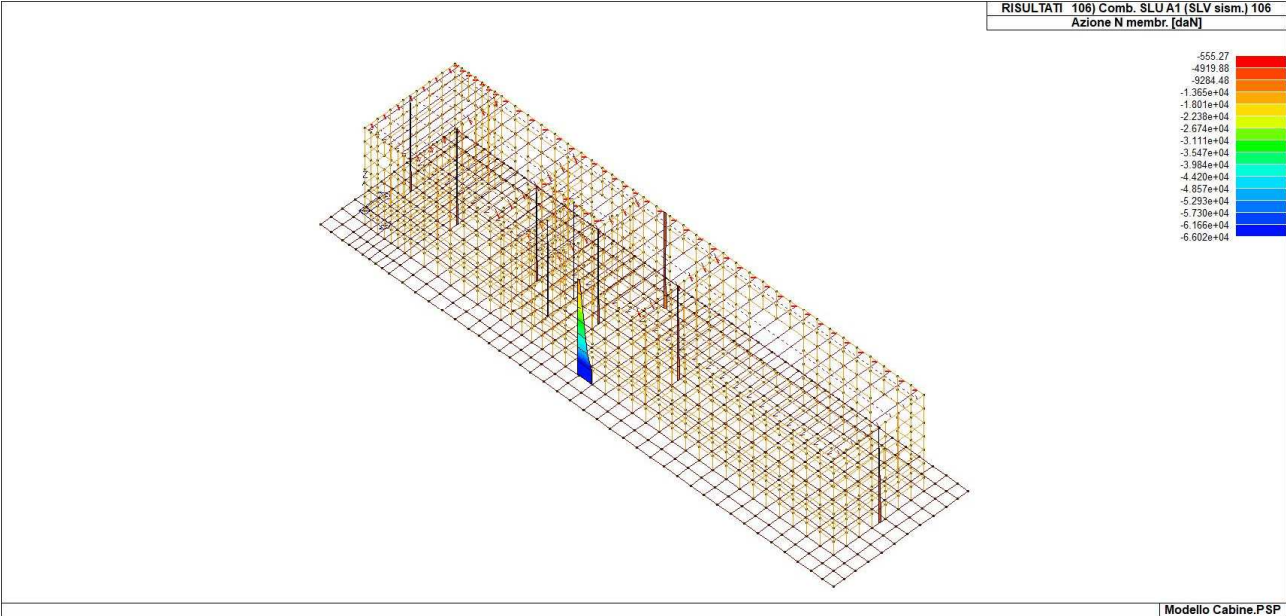


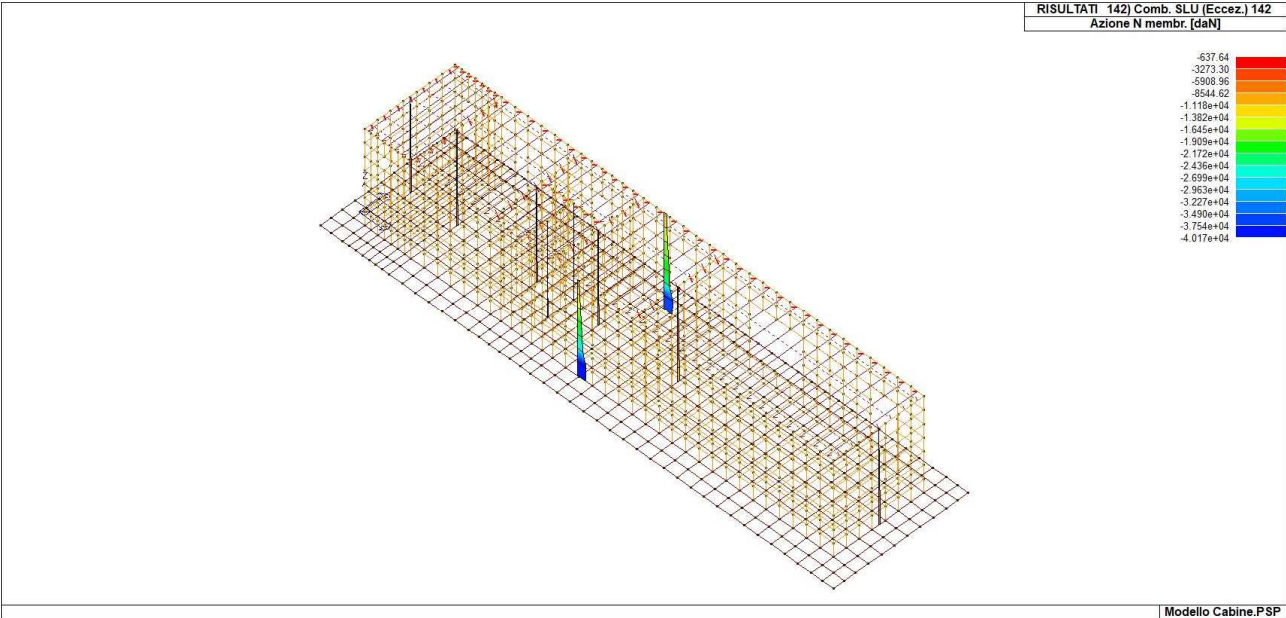
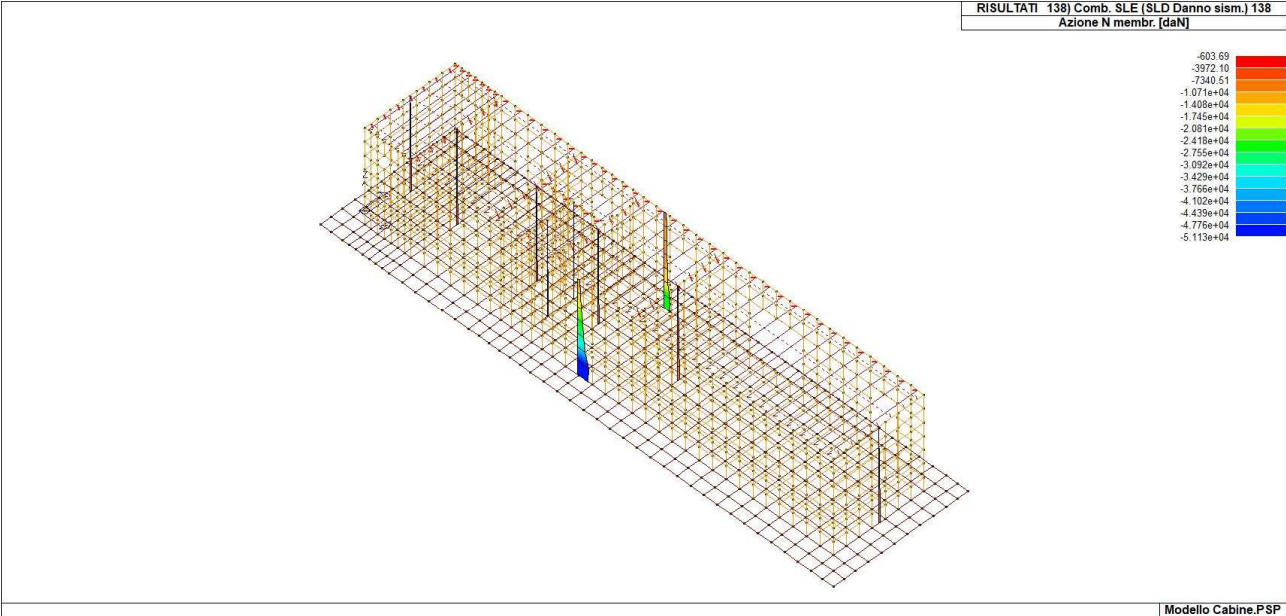


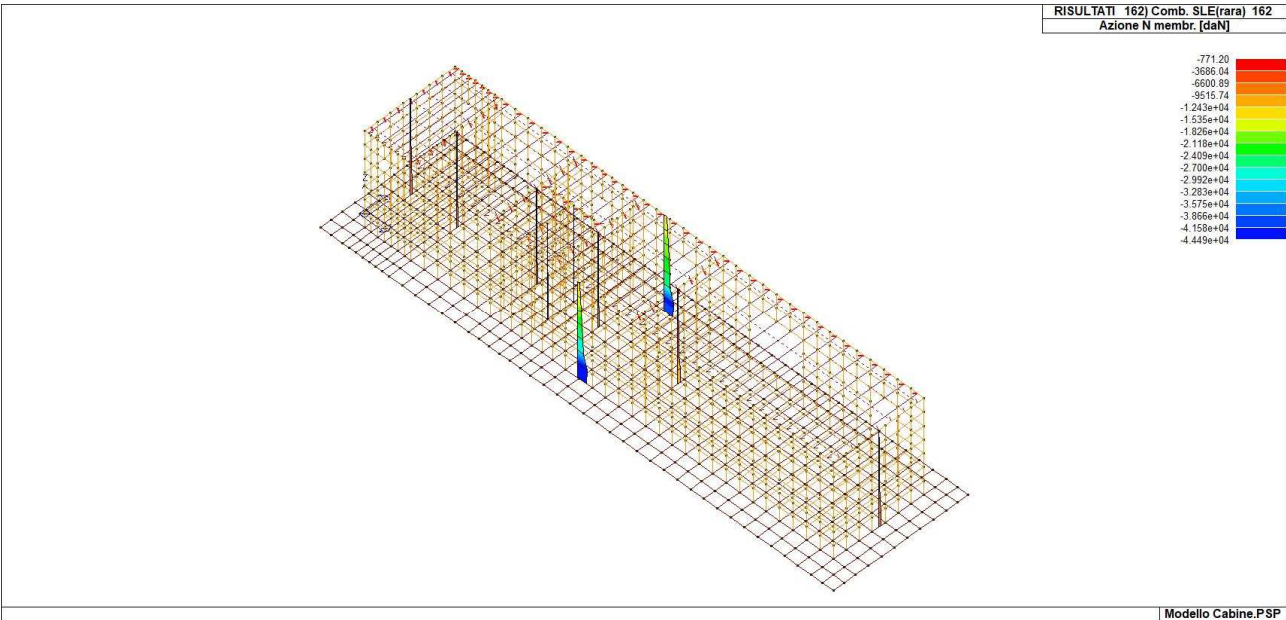
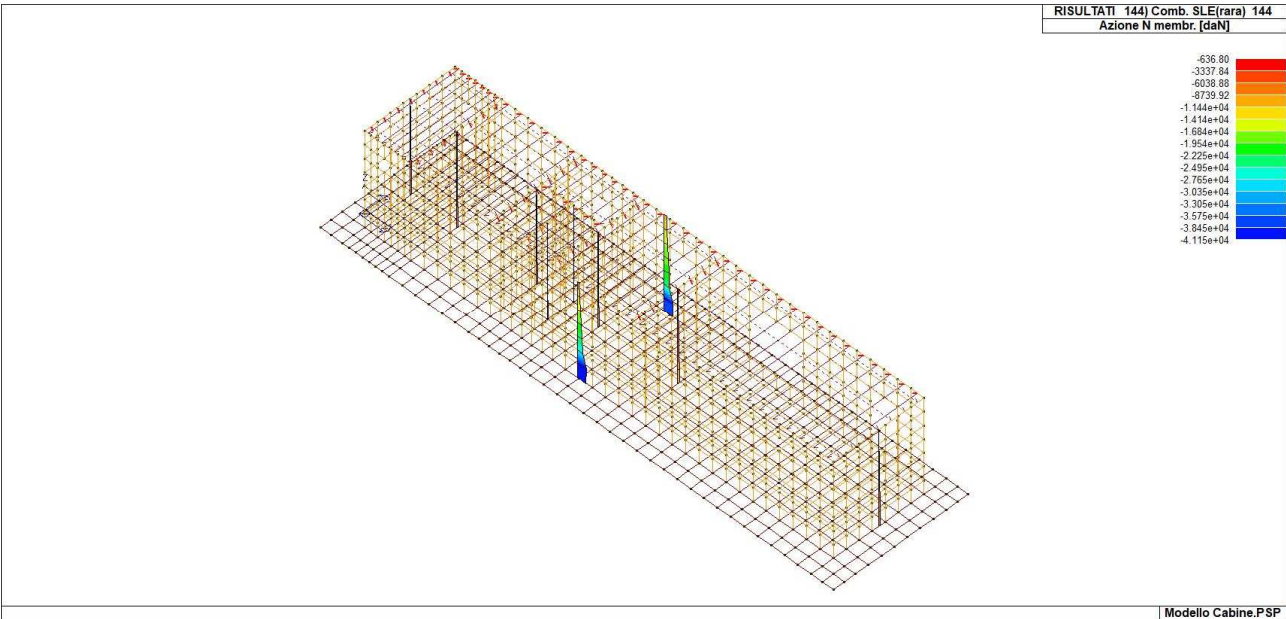


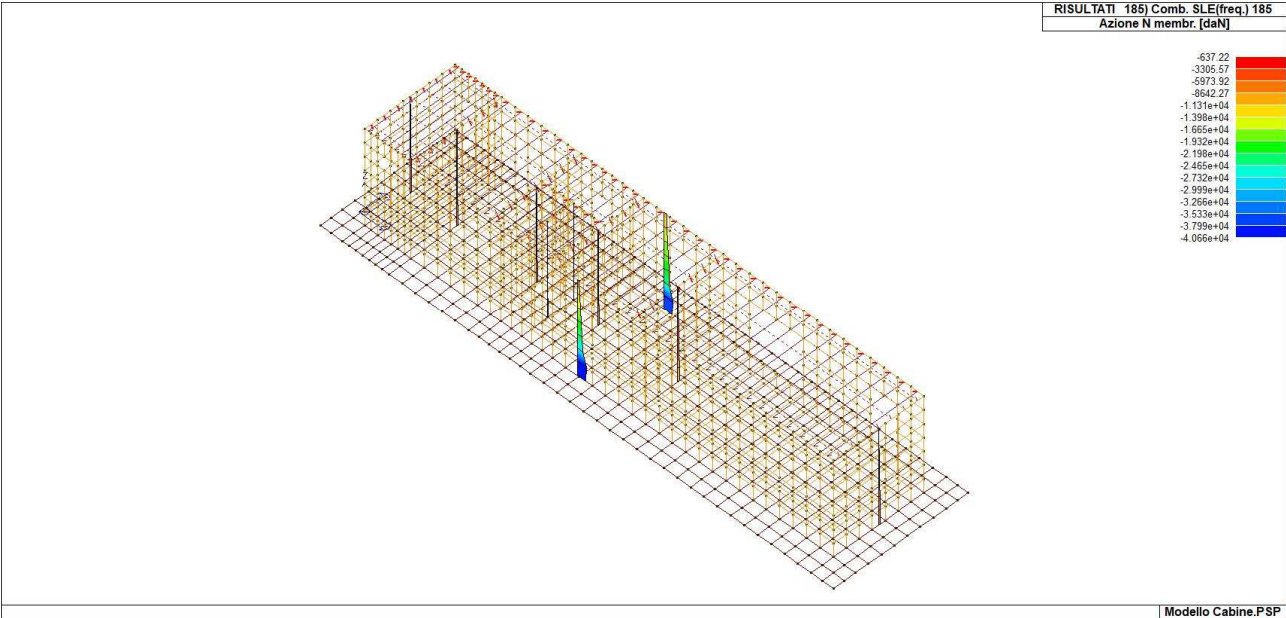
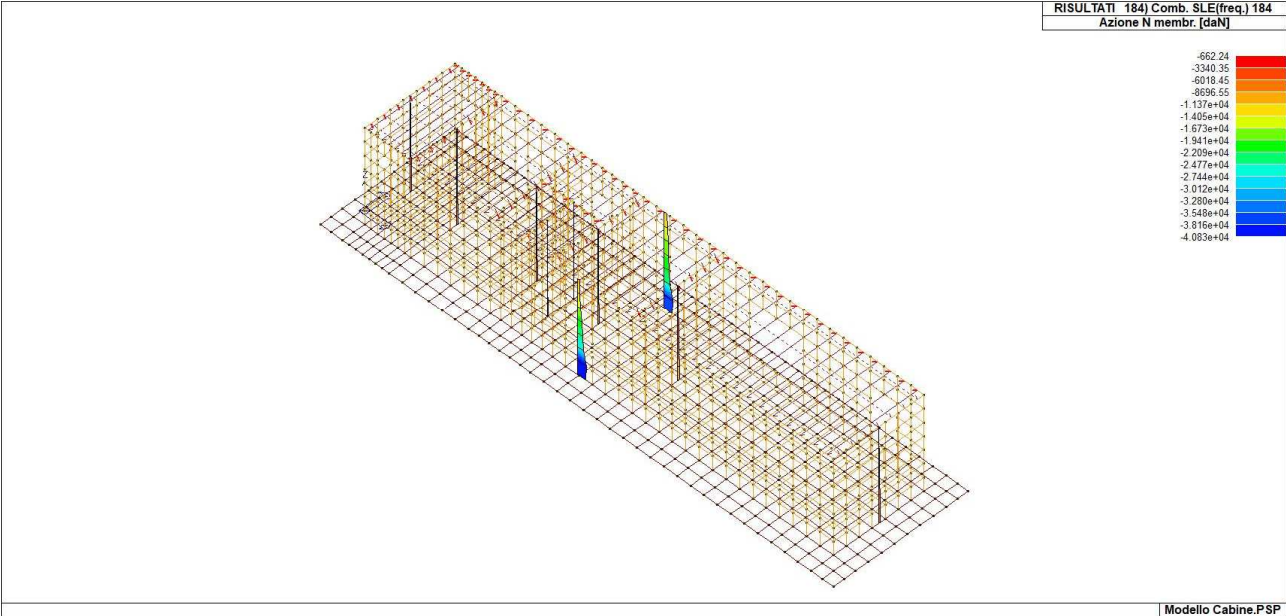


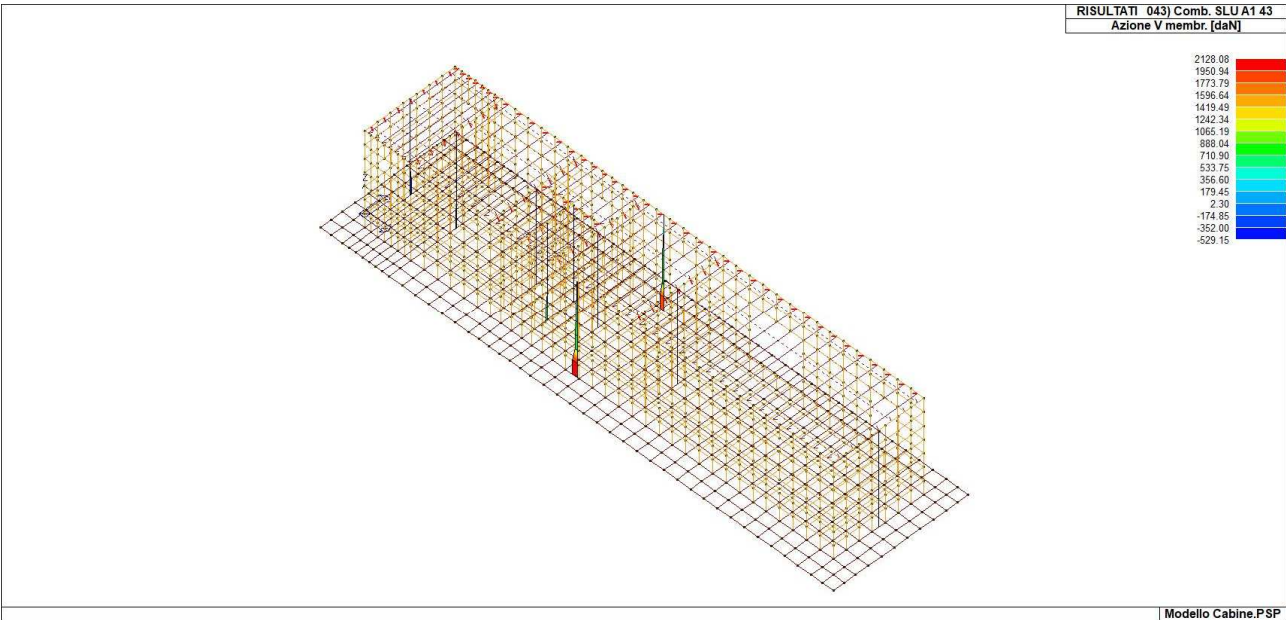
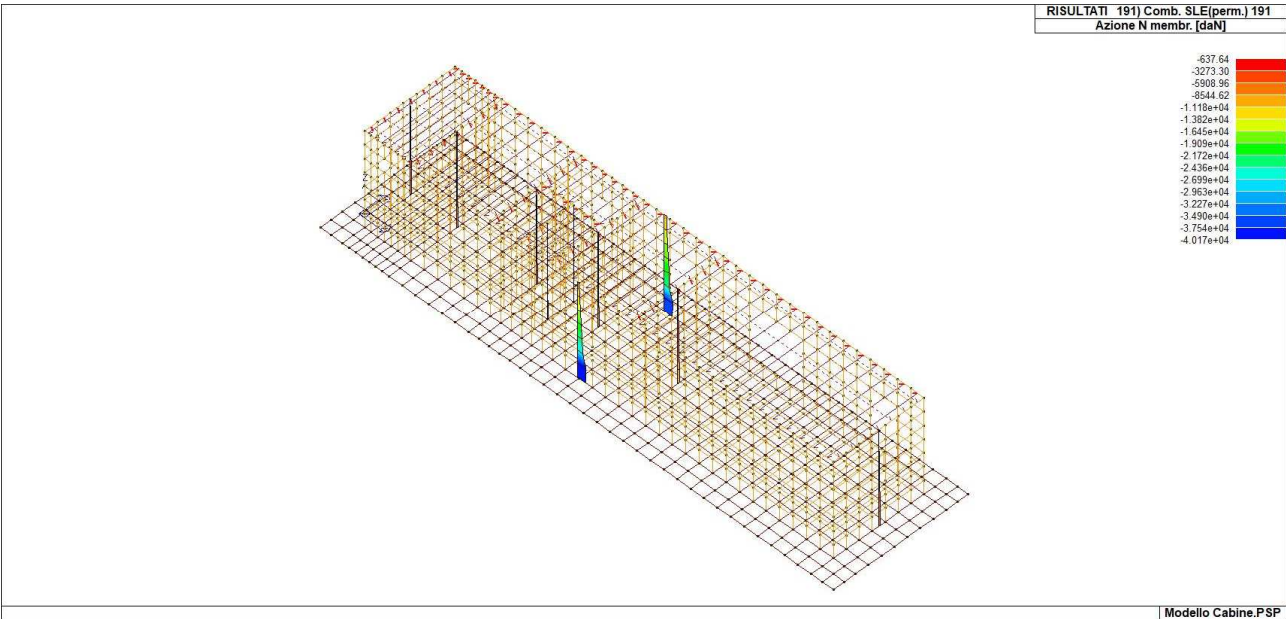


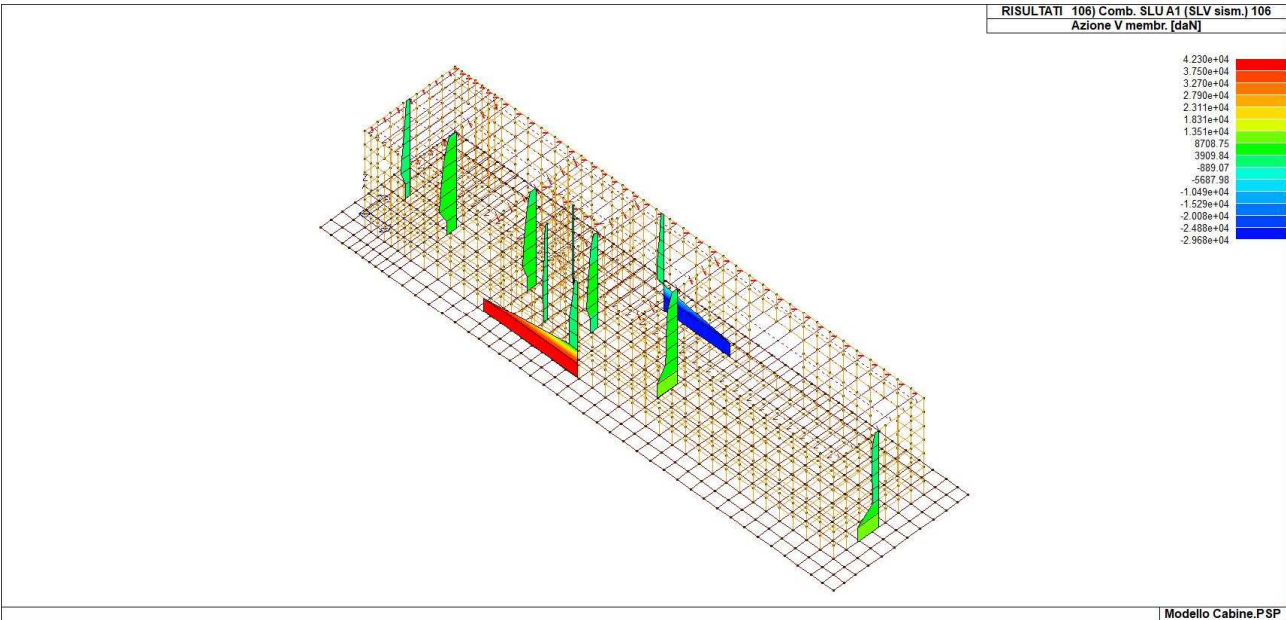
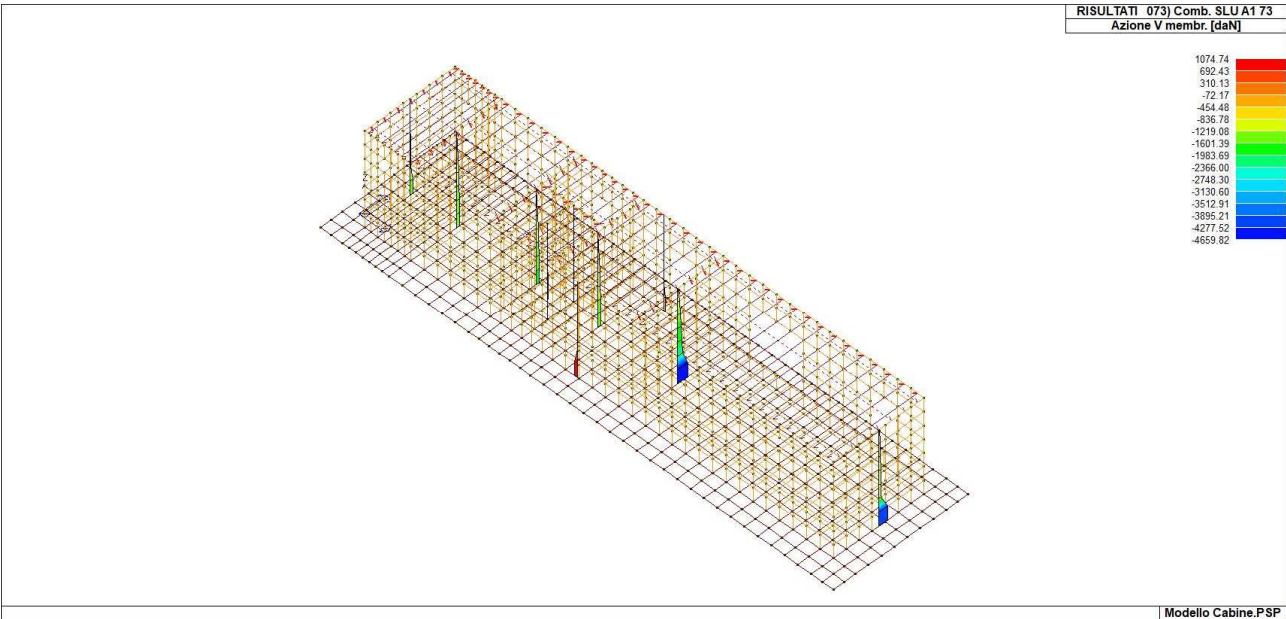


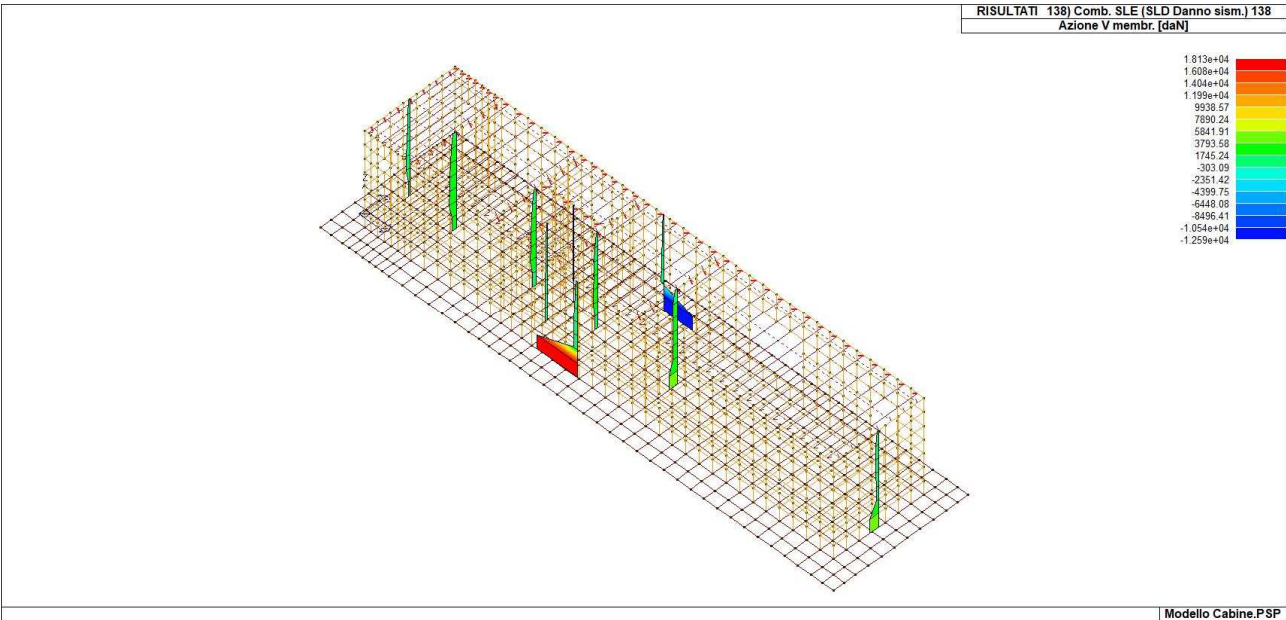
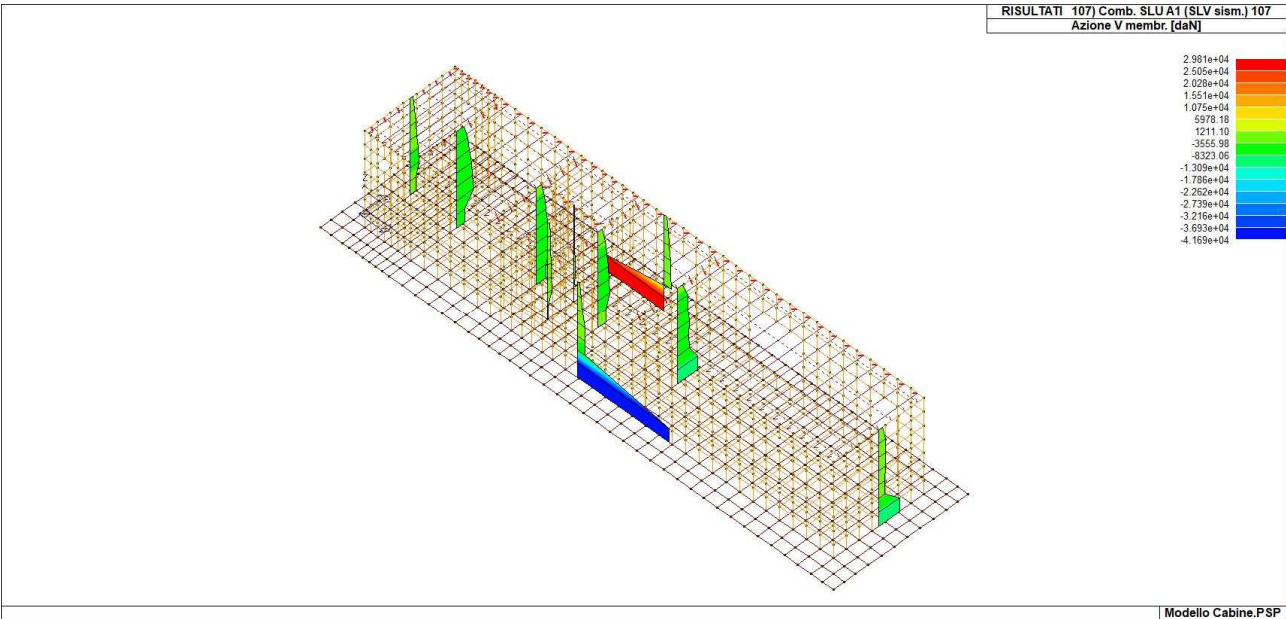


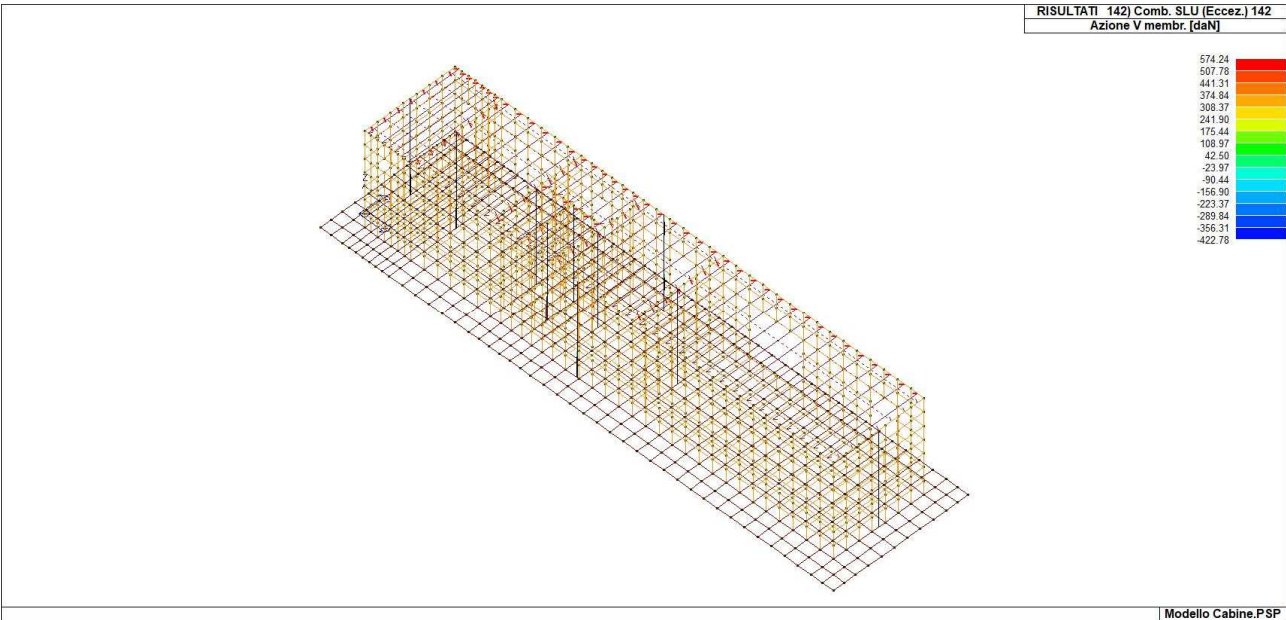
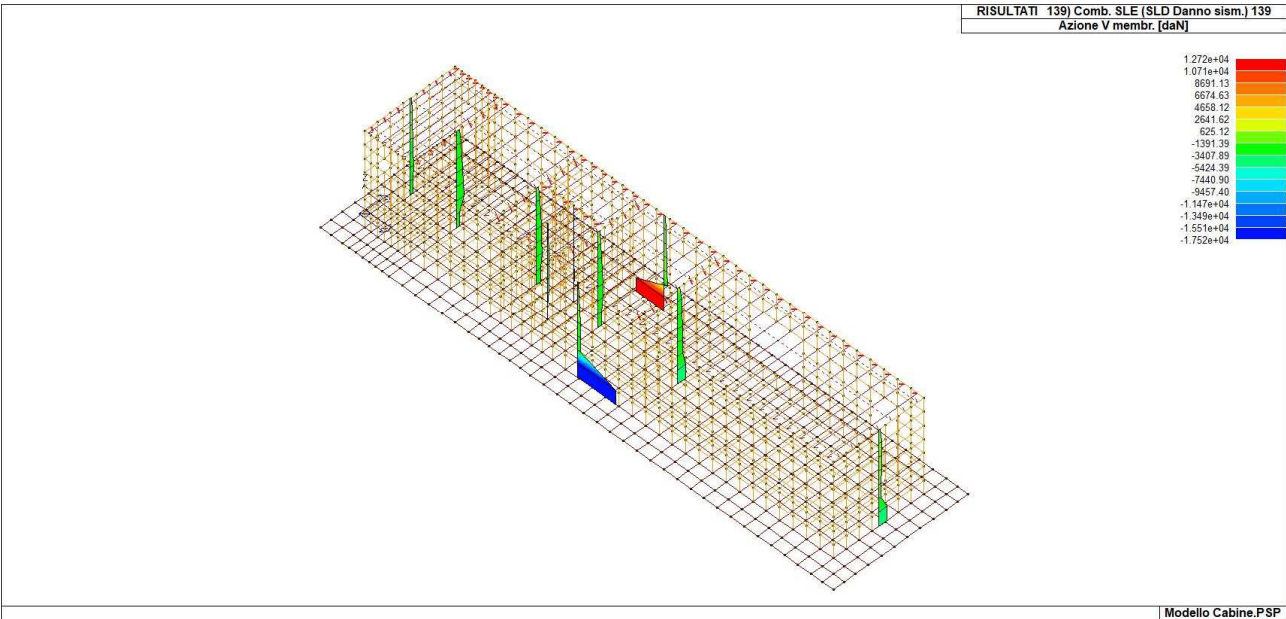


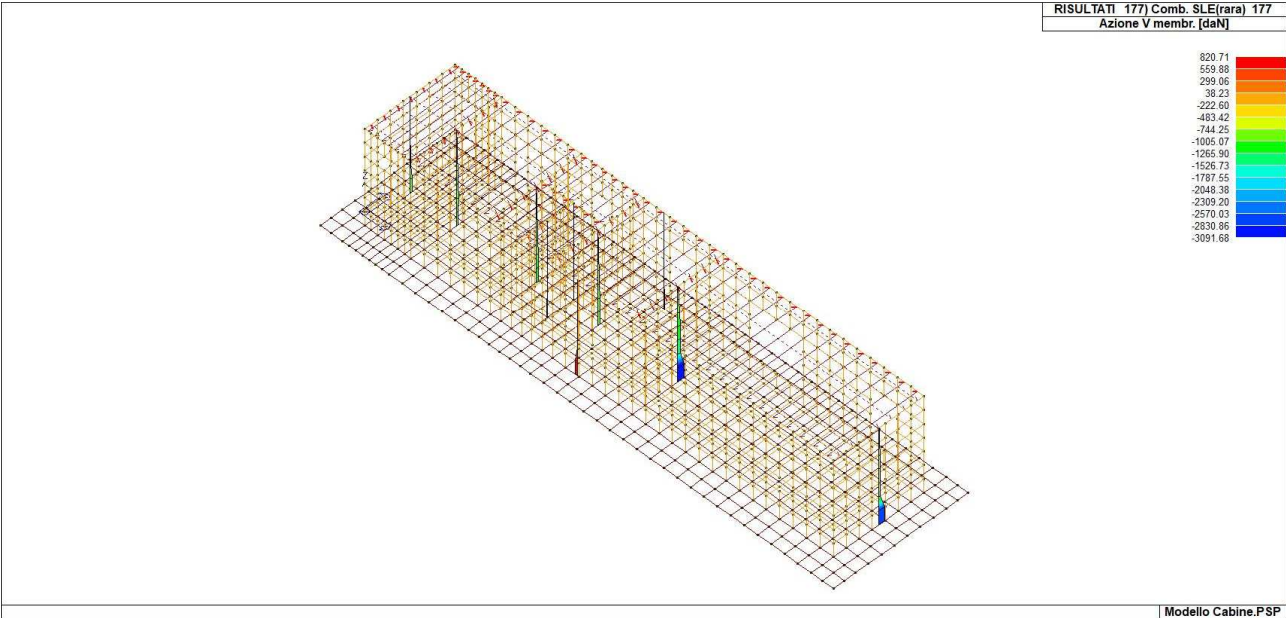
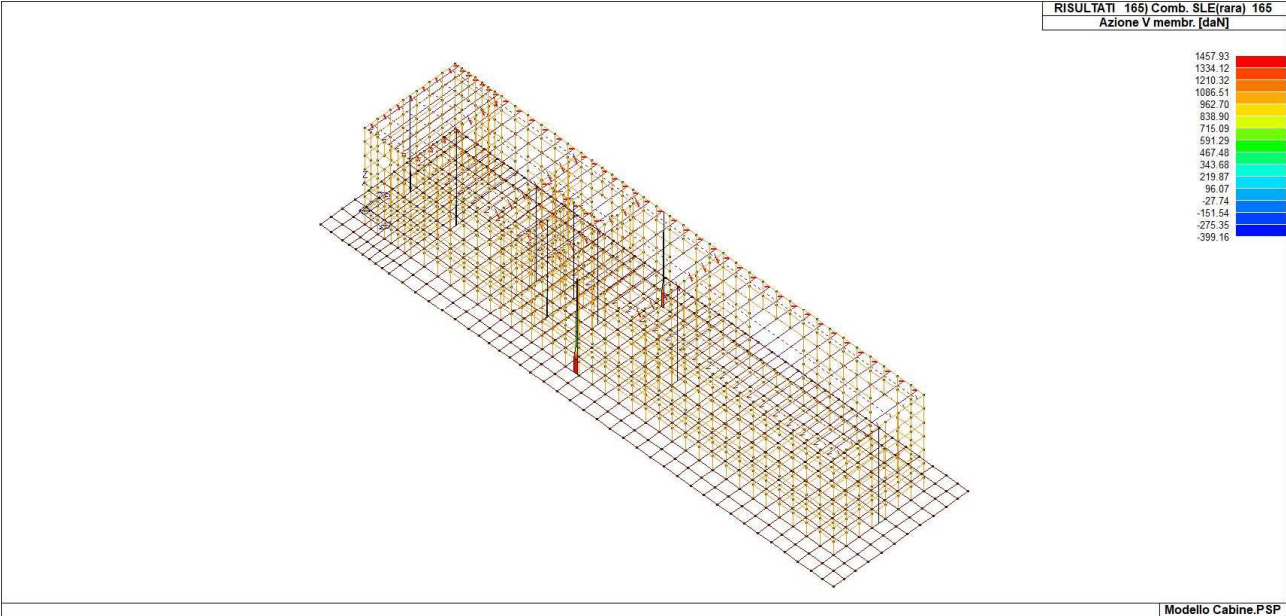


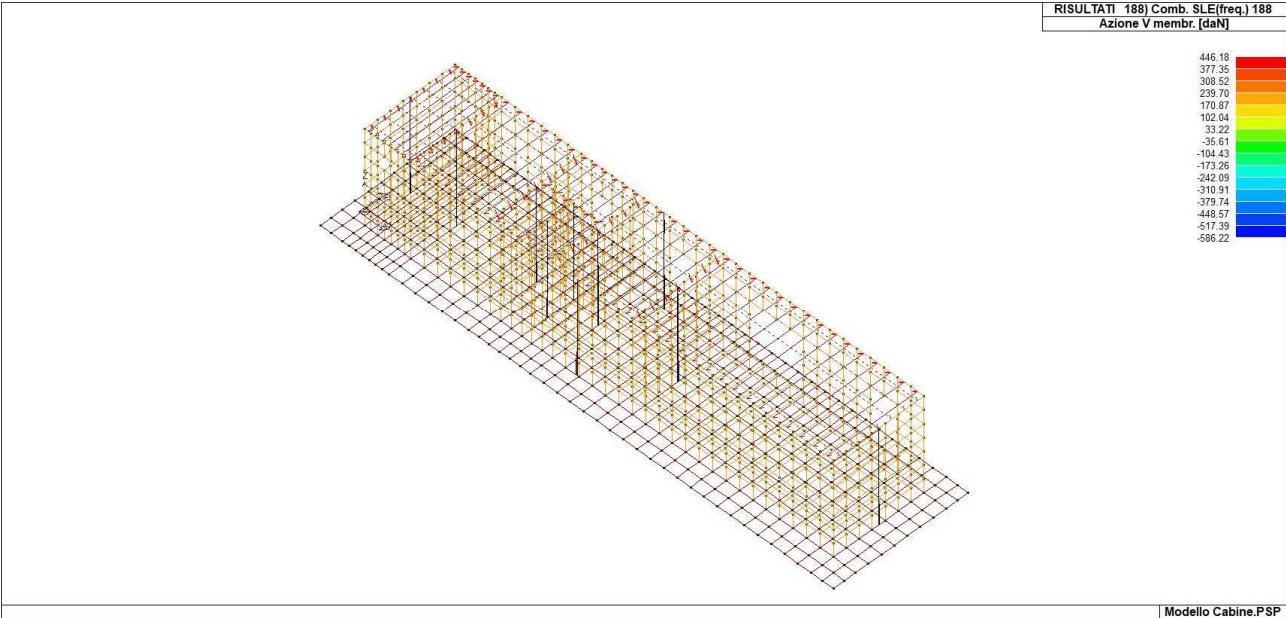
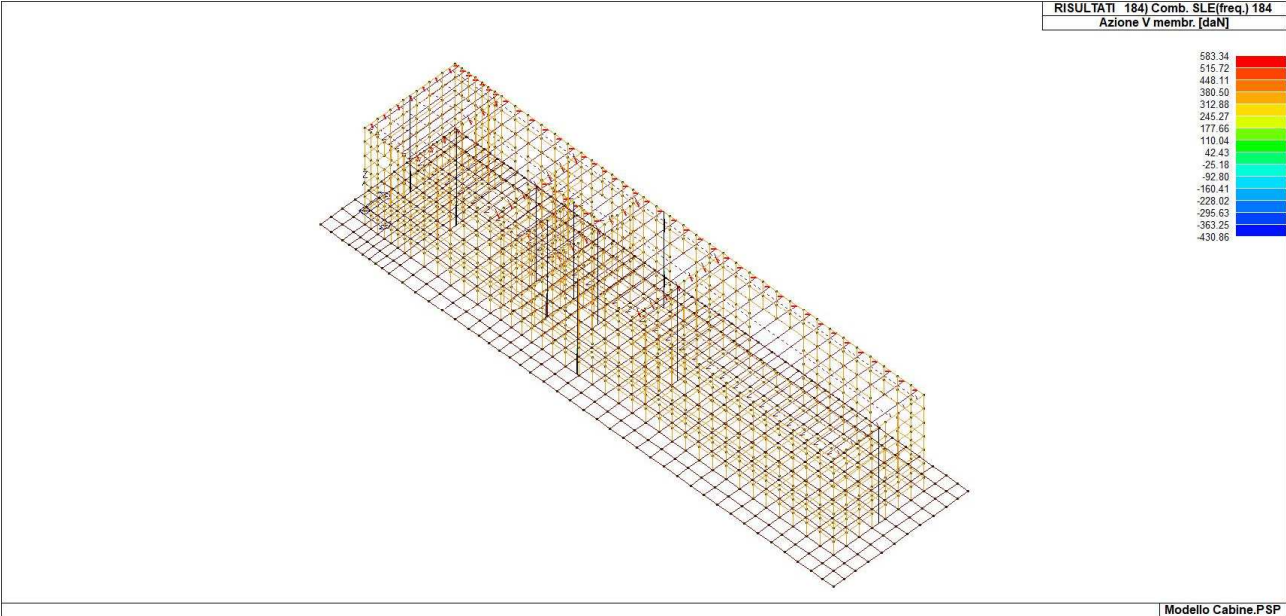


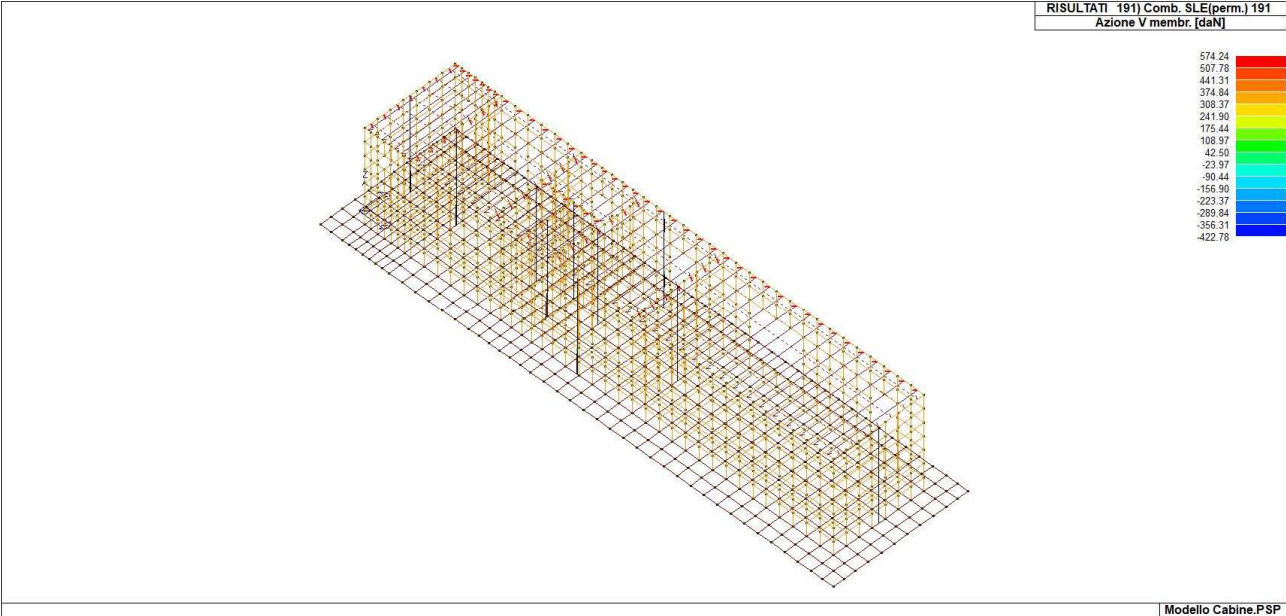












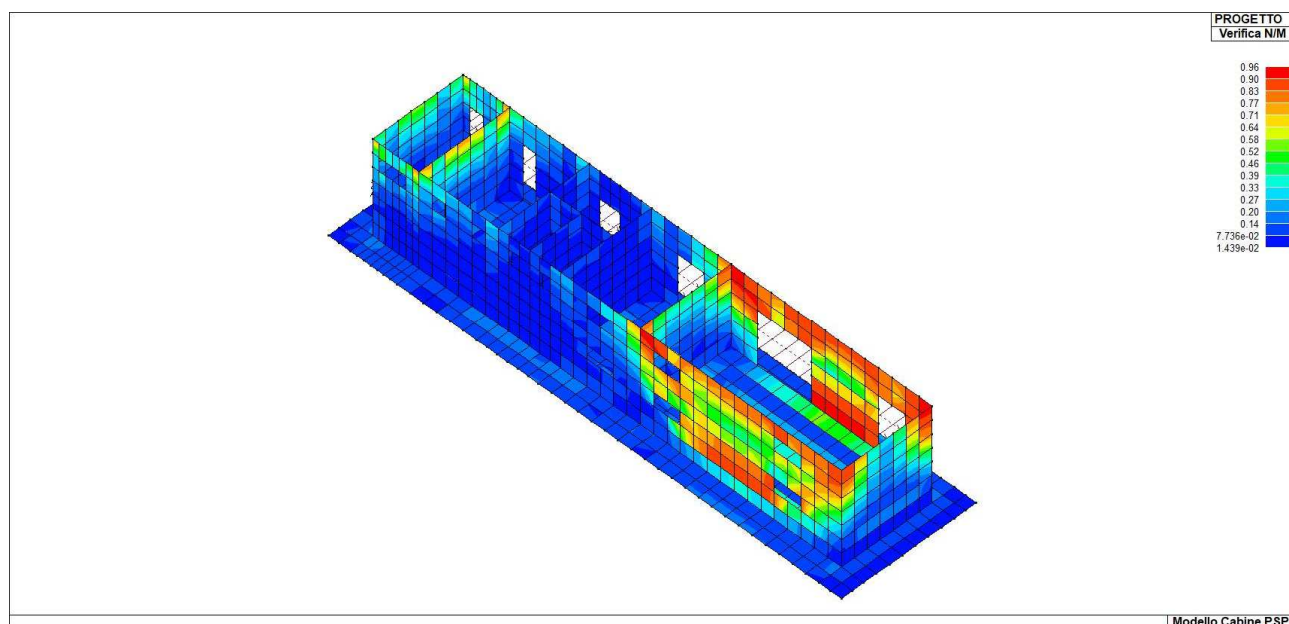
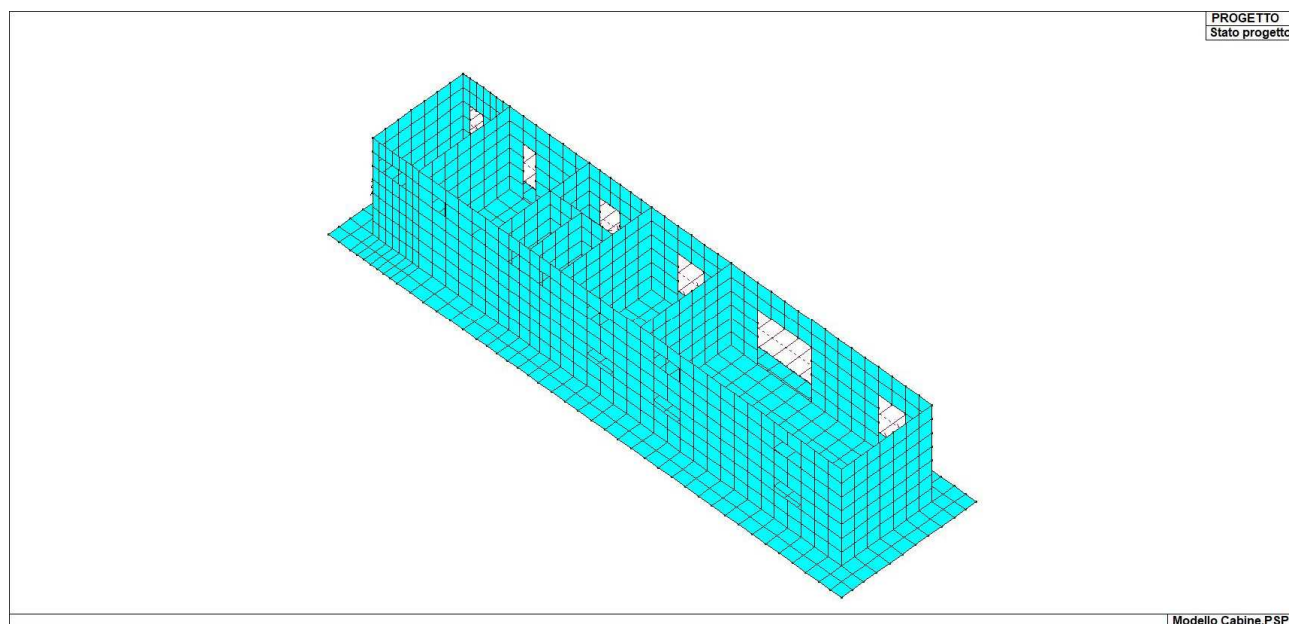
10. SINTESI DELLE VERIFICHE DI SICUREZZA

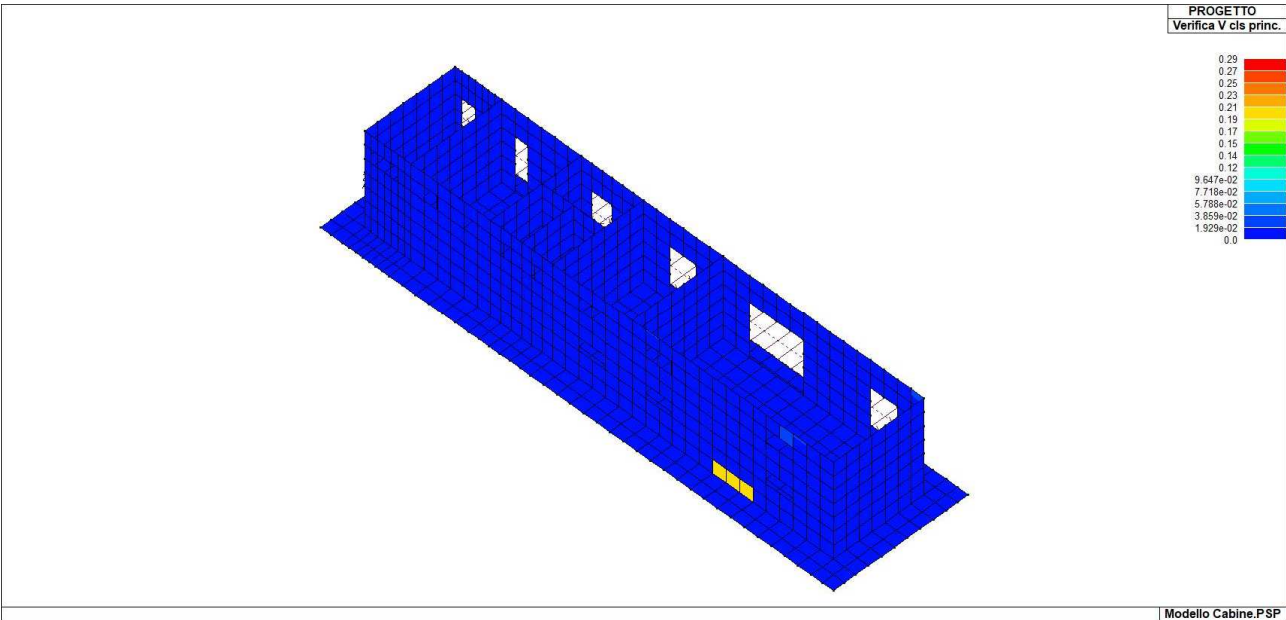
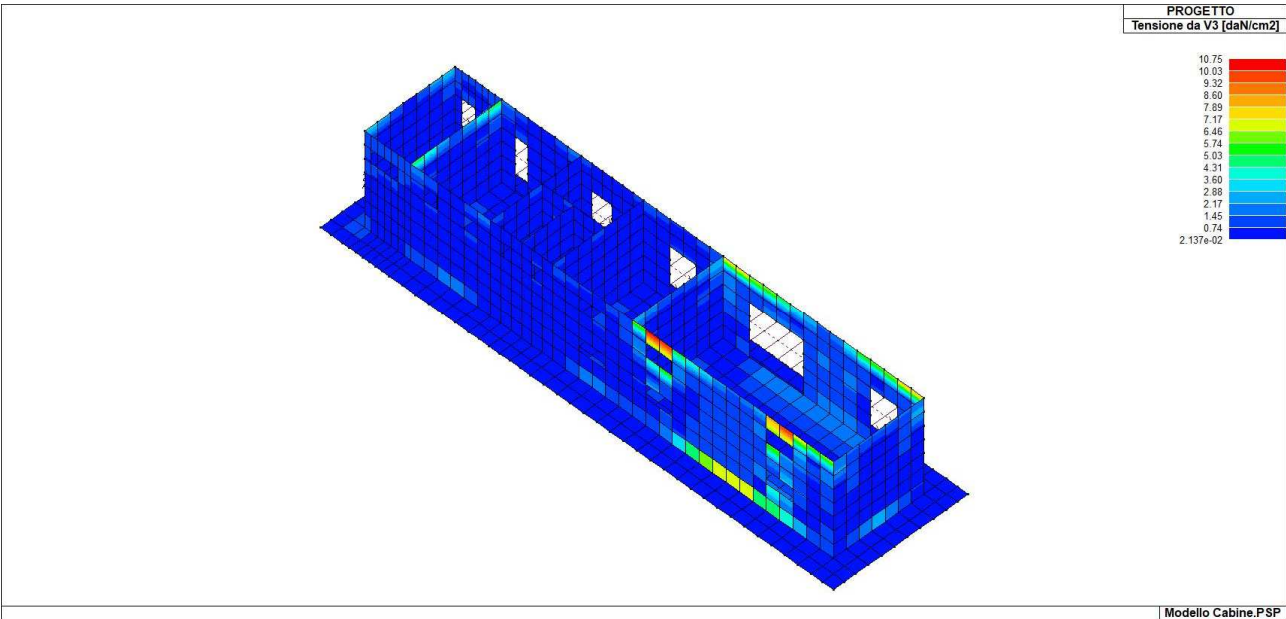
Si riportano a seguire i risultati della progettazione e delle verifiche effettuate.

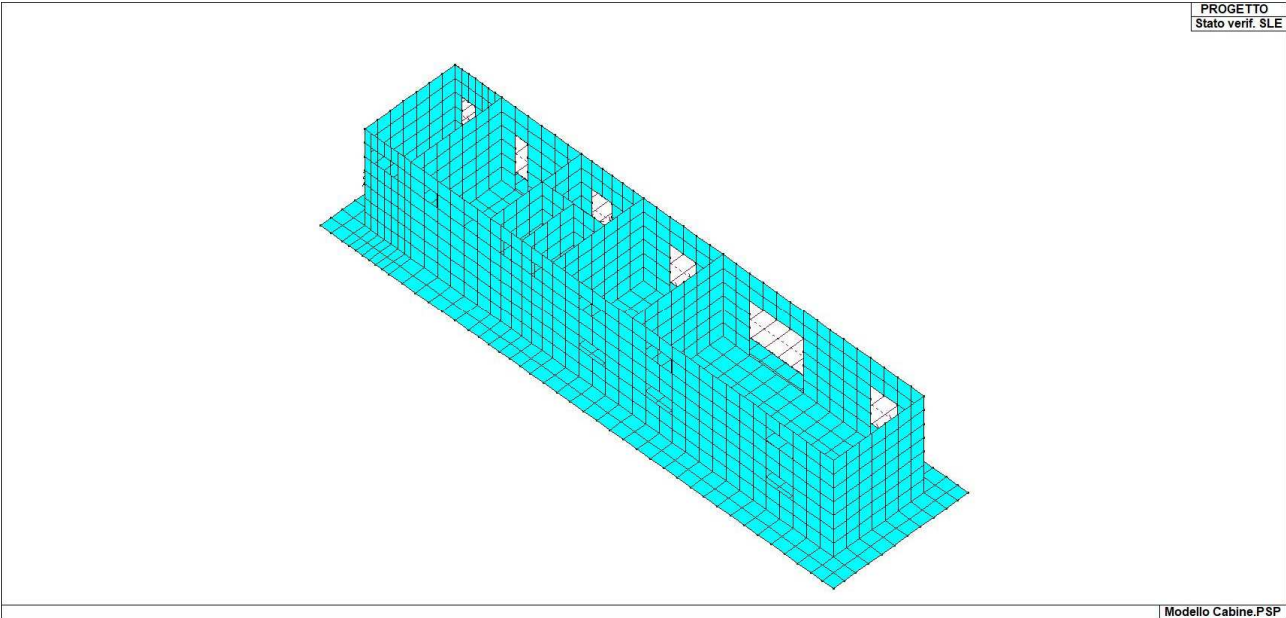
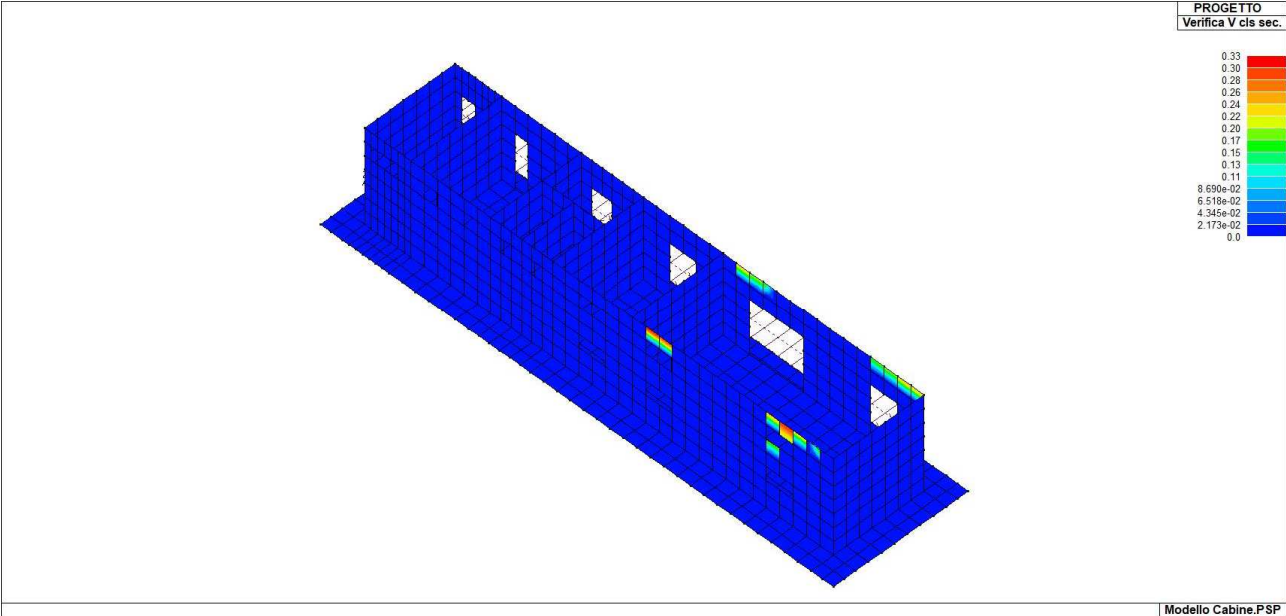
Gli stati di progetto *ciano* o *verde* indicano che le verifiche svolte sono interamente soddisfatte, gli stati di progetto *rossi*, al contrario, indicano che le verifiche non sono soddisfatte.

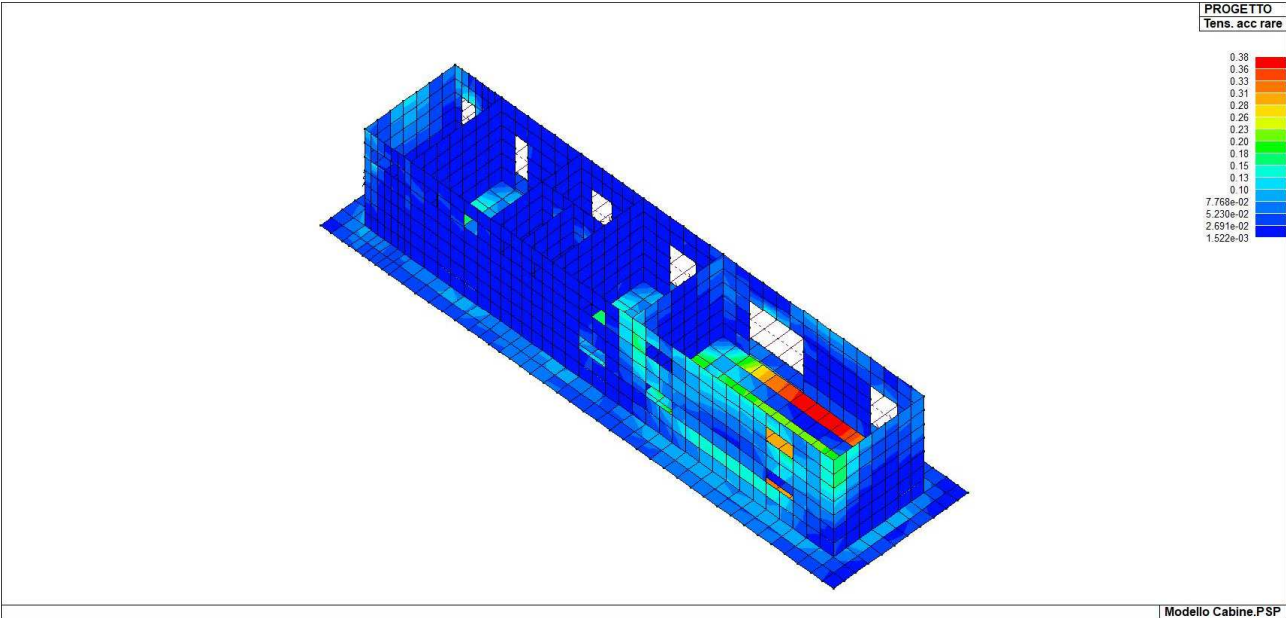
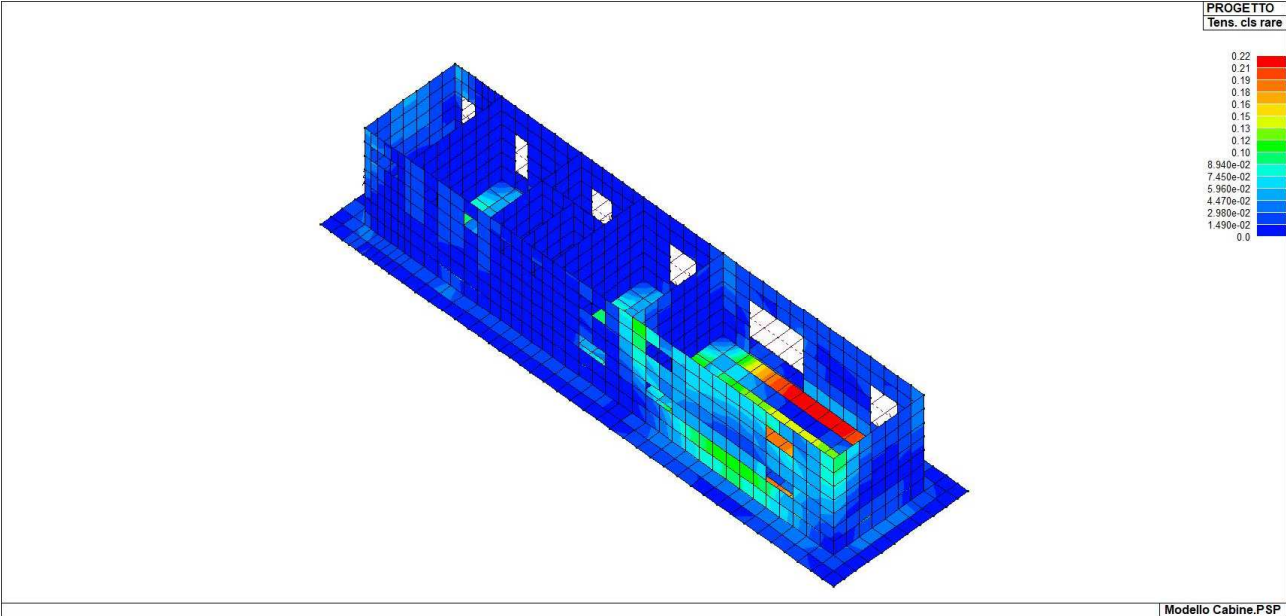
Laddove possibile le verifiche sono state normalizzate. Significa che se i valori indicati in mappa sono inferiori all'unità, la verifica può ritenersi soddisfatta.

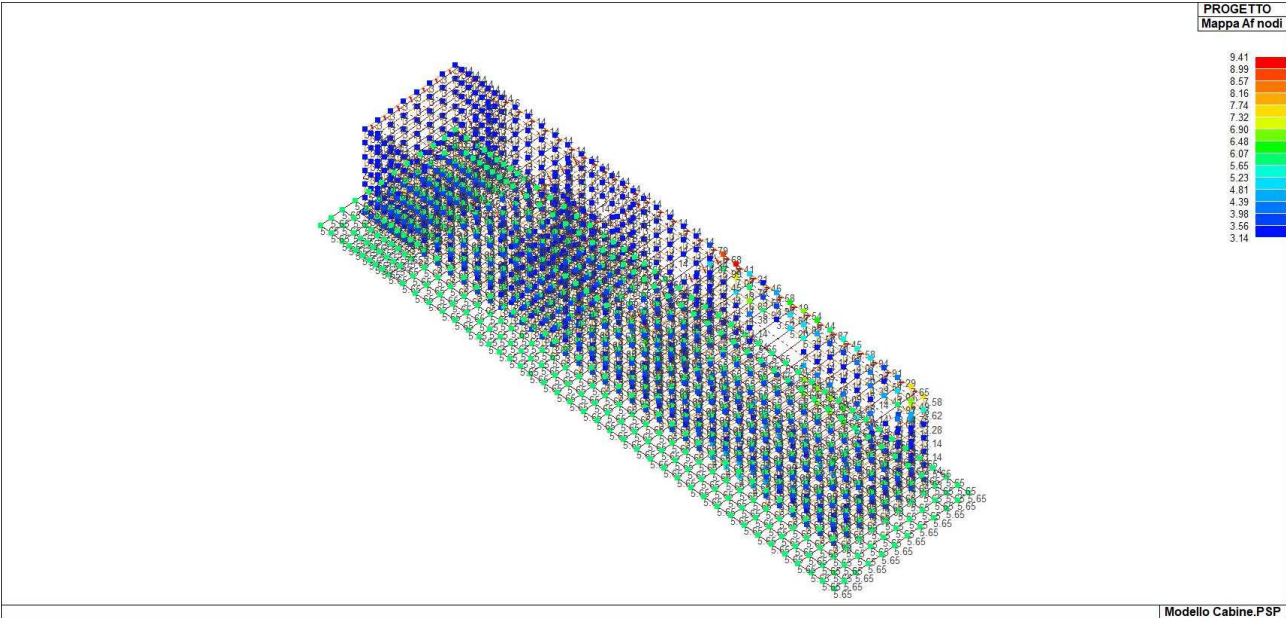
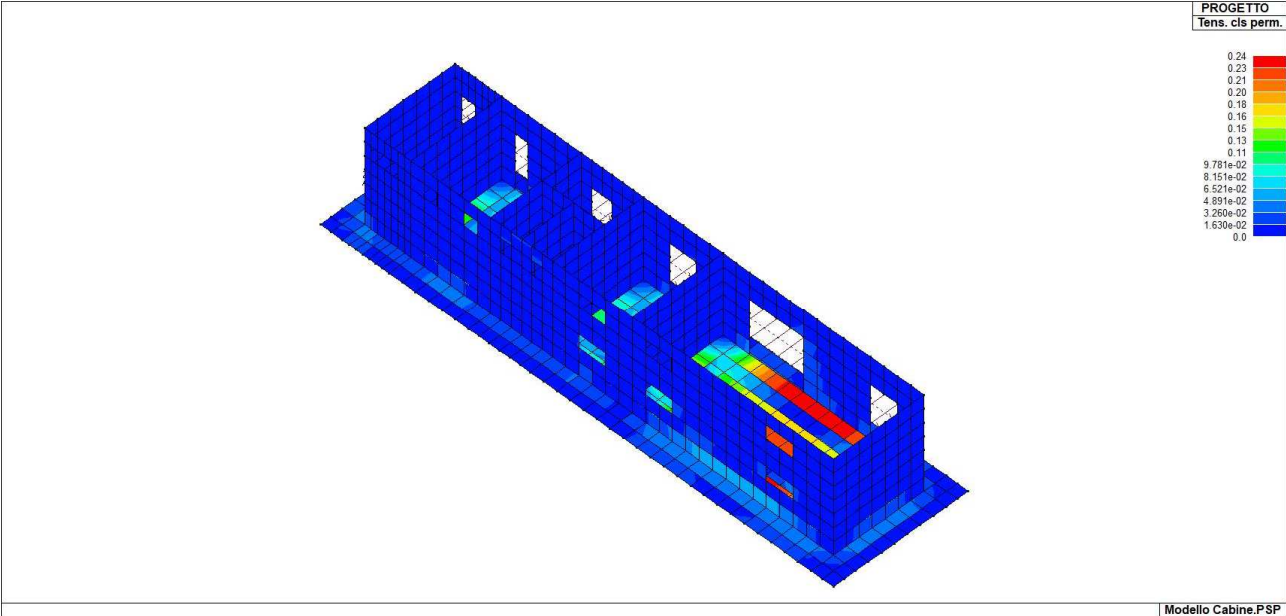
Per tutte le altre verifiche i valori riportati vanno confrontati con i valori limite indicati da Normativa.

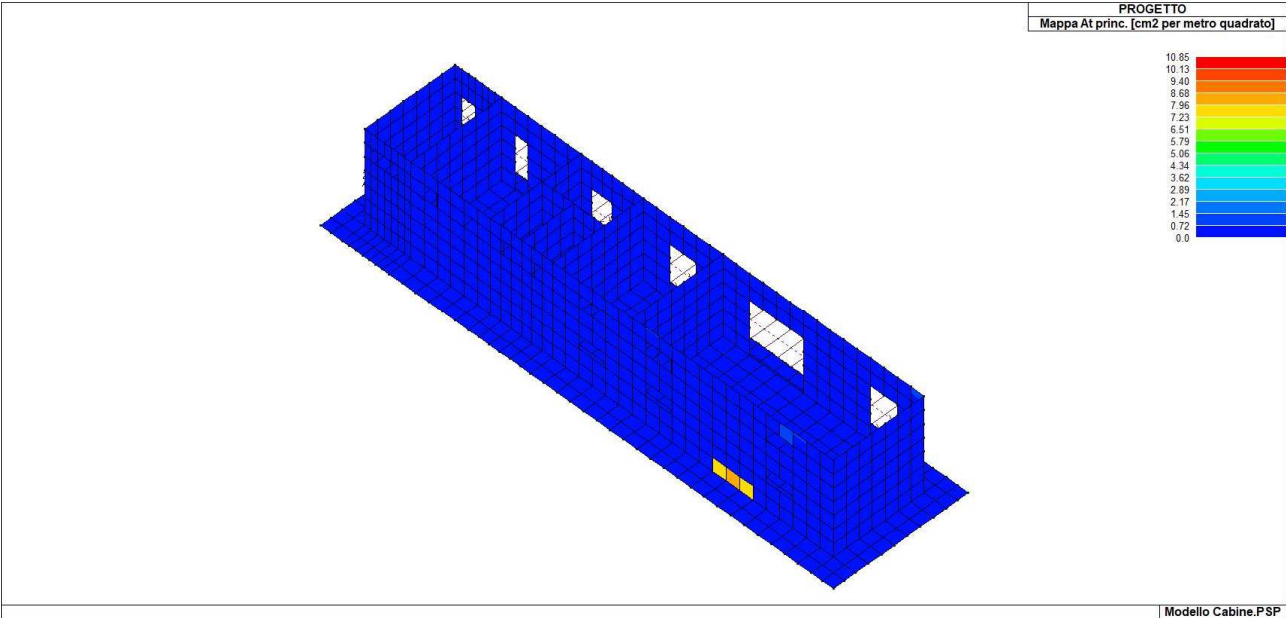
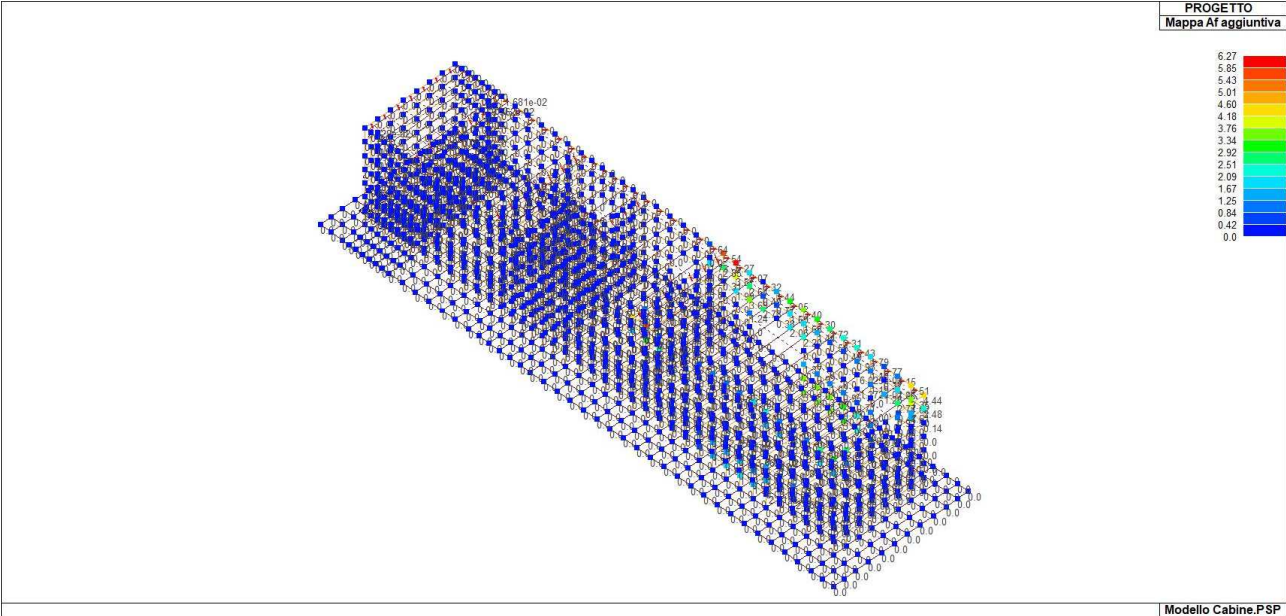


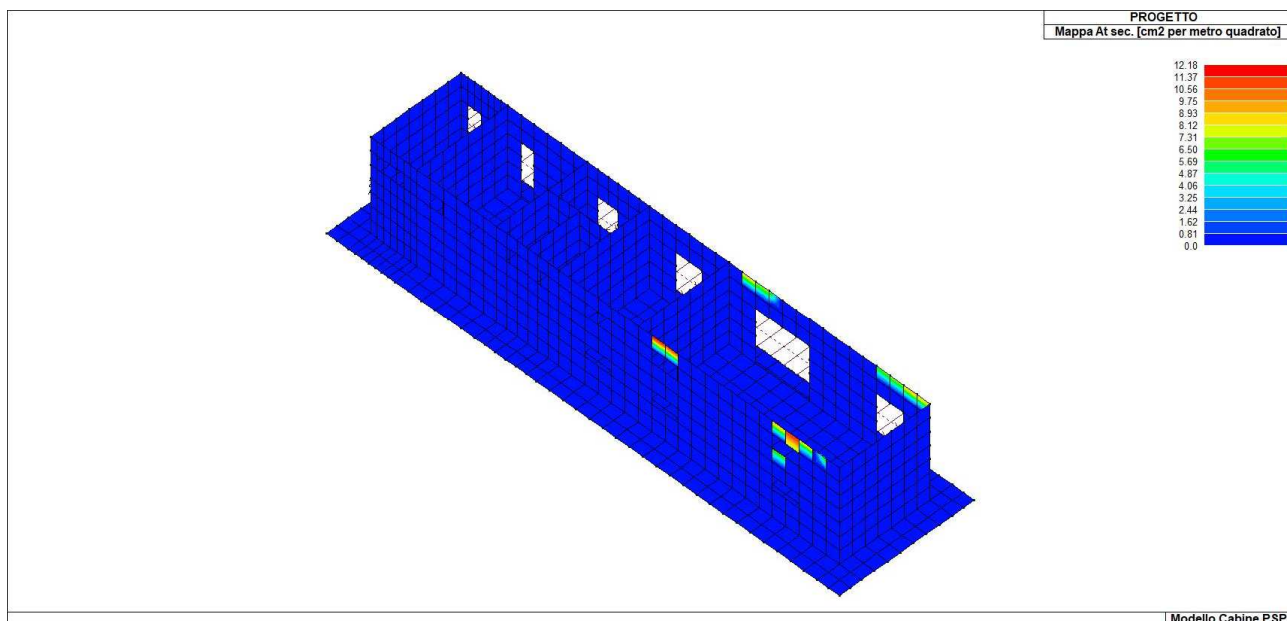












Elementi D3 singoli		
Elementi D3 singoli	Valore minimo	Valore massimo
Verifica N/M	0.01	0.96
Tensione da V3 [daN/cm2]	0.02	10.75
Verifica V cls princ.	0.0	0.29
Verifica V cls sec.	0.0	0.33
Tens. cls rare	0.0	0.22
Tens. acc rare	1.52e-03	0.38
Tens. cls perm.	0.0	0.24
Mappa Af nodi	3.14	9.41
Mappa Af aggiuntiva	0.0	6.27
Mappa At princ. [cm2 per metro quadrato]	0.0	10.85
Mappa At sec. [cm2 per metro quadrato]	0.0	12.18

11. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi. Si può pertanto asserire che l'elaborazione sia corretta e completa. I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. Si allega al termine della presente relazione elenco sintetico dei controlli svolti (verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati, comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, etc.) .