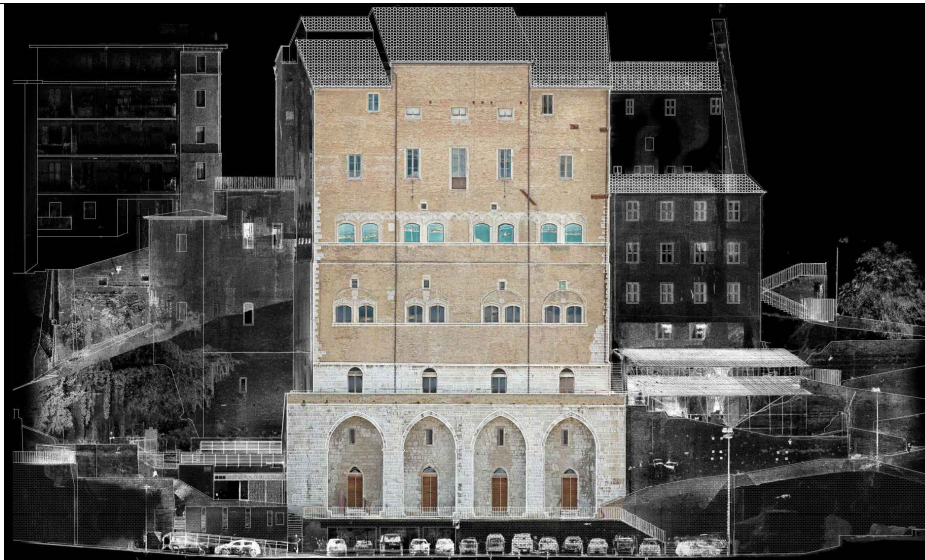




COMUNE DI ANCONA



ITI WATERFRONT DI ANCONA 3.0 - POR FERS MARCHE 2014-20 - ASSE 6 - AZ.16.1
PERCORSO ARCHEOLOGICO PALAZZO DEGLI ANZIANI-SACELLO MEDIOEVALE PIAZZALE DANTE
ALIGHIERI- CASA DEL CAPITANO. RESTAURO E VALORIZZAZIONE CAPISALDI STORICI E SPAZI APERTI.

Progetto Esecutivo

Responsabile Unico del Procedimento

Arch. Claudio Centanni

Progettazione architettonica



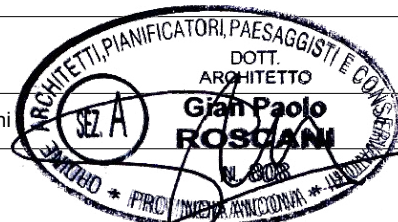
ABDR Architetti Associati
Via delle Conche, 20 - 00154 Roma

Prof. Arch. Michele Beccu
Prof. Arch. Paolo Desideri
Prof. Arch. Filippo Raimondo



Mondaini Rosciani Architetti Associati
Viale della Vittoria, 14 - 60123 Ancona

Arch. Gian Paolo Rosciani
Giovane professionista :
Ing. Arch. M. Rosciani



Coordinamento operativo :
Arch. Nicola Bissanti

Collaboratori : Arch. M. Gemmiti

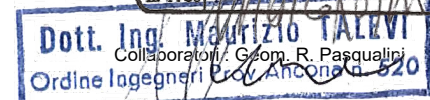
ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROVINCIA DI MACERATA
DOTT. ING. MARCO ROSCIANI
POTENZA PICENA

INGEGNERE a - Civile e Ambientale
n. 1780

Progettazione strutturale

Studio di Ingegneria Talevi
Piazza Cavour, 13 - 60121 Ancona

Ing. Maurizio Talevi



Progettazione impianti

SIGEA srl
Via C. Battisti n.1 - 60022 Castelfidardo (AN)

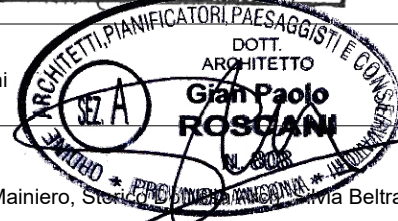
Ing. Elio Ottaviani



Coordinatore della sicurezza in fase di progettazione

Mondaini Rosciani Architetti Associati

Arch. Gian Paolo Rosciani



Consulenti

Archeologo Dott.ssa Chiara Cesaretti - Geologo Dott. Maurizio Mainiero, Storia e Cultura Dott.ssa Silvia Beltramo

Elaborato					Fase	Ambito	Tipo elaborato N. elaborato	
PASSERELLA SACELLO Relazione di calcolo						ST	RL	308
Data di emissione	Data revisione	N. Revisione	Scala	Quota	Area	Redazione progetto	Redazione elaborato	Verifica elaborati
Marzo 2022	Maggio 2022	REV 02						

“STRATEGIA DI SVILUPPO URBANO SOSTENIBILE ITI WATERFRONT 3.0 – POR FESR MARCHE 2014 -2020 – ASSE 6 – AZ.16.1 PERCORSO ARCHEOLOGICO PALAZZO DEGLI ANZIANI – SACELLO MEDIOEVALE – PIAZZALE DANTE ALIGHIERI – CASA DEL CAPITANO. RESTAURO E VALORIZZAZIONE DI CAPISALDI STORICI E SPAZI APERTI”

PROGETTO STRUTTURALE DELLA PASSERELLA “SACELLO “IN CARPENTERIA METALLICA

COMMITTENTE: COMUNE DI ANCONA

RELAZIONE DI CALCOLO R2

ANCONA, MAGGIO 2022

IL PROGETTISTA STRUTTURALE
DOTT.ING. MAURIZIO TALEVI

INDICE

RELAZIONE TECNICO ILLUSTRATIVA	3
a) DESCRIZIONE DEL CONTESTO EDILIZIO	3
b) DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA	3
c) NORMATIVA TECNICA E RIFERIMENTI TECNICI UTILIZZATI	3
d) DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI PROGETTO	4
e) ANALISI DEI CARICHI DELLA PASSERELLA	5
f) ANALISI DEI CARICHI DELLA SCALA	9
g) ILLUSTRAZIONE DEI CRITERI DI PROGETTAZIONE E DI MODELLAZIONE	11
h) COMBINAZIONE DEI CARICHI	13
i) METODO DI ANALISI ESEGUITO	15
j) CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE INDAGATI	16
k) CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI	19
l) CARATTERISTICHE E AFFIDABILITA' DEL CODICE DI CALCOLO	22
VERIFICA DEI PRINCIPALI ELEMENTI STRUTTURALI	23
VERIFICA DEI PARAPETTI.	24
VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	25
Spostamenti Verticali agli SLE statici.	25
Deformata complessiva allo condizione di carico variabile.	25
Deformata complessiva allo SLE combinazione rara.	26
Travi Secondarie	26
Travi Principali	27
VERIFICHE DELLE UNIONI TRA GLI ELEMENTI STRUTTURALI PRINCIPALI.	28
VERIFICHE DEL COLLEGAMENTO DEL CONTROVENTO ORIZZONTALE.	29
VERIFICHE GEOTECNICHE	30
VERIFICHE DELLE PIASTRE DI APPOGGIO DELLA PASSERELLA.	42
VERIFICHE GEOTECNICHE IN MERITO ALLE FONDAZIONI DELLA STRUTTURA.ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.	

RELAZIONE TECNICO ILLUSTRATIVA

a) DESCRIZIONE DEL CONTESTO EDILIZIO

Le strutture oggetto della presente relazione, commissionate dal Comune di Ancona, da installarsi nell'area portuale del Comune di Ancona, sono costituite da elementi in acciaio, formati da elementi standard della carpenteria metallica con sovrastante piano di calpestio in tavolato in legno.

b) DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA

La struttura metallica in oggetto, sarà installata all'esterno dell'area portuale del Comune di Ancona (AN), e sarà destinata ad una passerella pedonale "Sacello" per rendere maggiormente visibili i vicini scavi del porto antico anconetano ed è classificata ai sensi del D.M. 17.01.2018 come categoria "C" *Ambienti suscettibili di affollamento, in particolare categoria C3, "Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici ed alberghi e ospedali, ad altri di stazioni ferroviarie"*.

Il piano di calpestio della struttura finita avrà uno sviluppo in pianta di dimensioni di circa m 20,00 di lunghezza e 1,30 di larghezza (variabile) per una superficie calpestabile di circa 29,00 m².

Dal punto di vista strutturale è composta da travi principali realizzate in profili UPN 200 e da travi secondarie realizzate sempre con profili UPN 200.

Tutti i profili succitati saranno prodotti in acciaio S275JR.

Una seconda orditura realizzata con tubolari 50x30x3,0 mm posta al di sopra degli elementi succitati avrà funzione di sostenere la pavimentazione in legno ecologico sp. 3,0 cm tipo Greenwood.

I pilastri della struttura saranno realizzati in tubolari tondi di dimensioni Ø 76,1xsp.5 mm.

Sono presenti inoltre controventi orizzontali realizzati in tubo Ø 12 dotati di tenditore.

La passerella avrà due zone altimetriche differenti che sanno collegate da una scala sempre in acciaio e sempre realizzata con profili UPN200.

Il carico utile massimo che può gravare sul piano della passerella e della scala è assunto pari a 500 daN/m², carico accidentale in conformità alla Tab. 3.1.II del D.M. 17-01-18, per ambienti di categoria "C3";

Per tutti i collegamenti sono stati considerati:

Saldature: da eseguirsi con procedimenti all'arco elettrico codificati secondo la norma UNI EN ISO 4063:2011 o procedimenti automatici o semi-automatici omologati. Dove non indicato diversamente sui disegni, lo spessore di gola delle saldature a cordone d'angolo e da assumersi pari a 0,7 volte lo spessore minimo dei piatti da saldare.

Bulloni: ad alta resistenza tipo "SB" cl. 8.8, "non a serraggio controllato" UNI EN 15048-1.

c) NORMATIVA TECNICA E RIFERIMENTI TECNICI UTILIZZATI

Sono state considerate le seguenti normative:

- Legge 5-11-1971 n. 1086 "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".
- Legge 2-02-1974 n. 64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- Ordinanza n.2788 - 12 luglio 1998 "Individuazione delle zone ad elevato rischio sismico del territorio nazionale" – Presidenza del Consiglio dei Ministri – Dipartimento della Protezione Civile.
- D.M. 17-01-2018 Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni".
- Circ. 21-01-2019 n. 7 C.S.LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni, di cui al decreto ministeriale 17-01-2018".

d) DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI PROGETTO

Per la determinazione dell'entità e della distribuzione spaziale e temporale dei sovraccarichi variabili si farà riferimento alla tabella del D.M. 17.01.2018 in funzione della destinazione d'uso.

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- carichi verticali uniformemente distribuiti q_k [kN/m²]
- carichi verticali concentrati Q_k [kN]
- carichi orizzontali lineari H_k [kN/m]

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atrii di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4 Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	5,00	2 x 50,00	1,00**
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

I valori nominali e/o caratteristici q_k , Q_k ed H_k di riferimento sono riportati nella Tab. 3.1.II. delle NTC 2018. In presenza di carichi verticali concentrati Q_k essi sono stati applicati su impronte di carico appropriate all'utilizzo ed alla forma dello orizzontamento; in particolare si considera una forma dell'impronta di carico quadrata pari a 50 x 50 mm, salvo che per le rimesse ed i parcheggi, per i quali i carichi si applicano su due impronte di 200 x 200 mm, distanti assialmente di 1,80 m.

e) ANALISI DEI CARICHI DELLA PASSERELLA

Pesi Propri

Il peso proprio dei singoli elementi strutturali è inserito in automatico dal programma di calcolo.

Carichi permanenti (G_1)

Pavimentazione Piano di Calpestio:

- Pavimentazione formata dal tavolato in legno dello spessore di 30 mm:
Considerando il peso specifico del tavolato in legno pari a 500 kg/mc si ottiene un carico $500 \times 0,03 =$

15 daN/m²

Carichi variabili

Sovraccarico Accidentale [cat C3]:

500 daN/m²

Neve

120 daN/m²

AZIONE DELLA NEVE PAR. 3.4 NTC18

1.DEFINIZIONE DEI DATI

Il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota $a_s \leq 1500$ m s.l.m., non dovrà essere assunto minore di quello indicato in tabella, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni. Per altitudini $a_s \geq 1500$ m s.l.m. si dovrà fare riferimento a valori statistici locali utilizzando comunque valori non inferiori a quelli previsti per 1500m

1.1 a_s (altitudine sul livello del mare): [m]

1.2 zona:

<p>Zona I - Alpina Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza</p>	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
<p>Zona I - Mediterranea Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese</p>	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
<p>Zona II Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona</p>	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
<p>Zona III Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo</p>	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$



Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare si fa riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione utilizzando comunque valori di carico neve non inferiori a quelli previsti per 1500 m.
 Per un'opera di nuova realizzazione in fase di costruzione o per le fasi transitorie relative ad interventi sulle costruzioni esistenti, il periodo di ritorno dell'azione si riduce come di seguito specificato:
 - per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto non superiore a tre mesi, si assumerà $TR \geq 5$ anni;
 - per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto compresa fra tre mesi d'un anno, si assumerà $TR \geq 10$ anni.

2 CALCOLO DEL CARICO NEVE AL SUOLO

q_{sk} valore caratteristico della neve al suolo 1,50 [kN/m²]

3 CALCOLO DEI COEFFICIENTI

3.1 Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione deve essere utilizzato per modificare il valore del carico della neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Normalmente si adotta $C_e=1$. Si riportano in tabella i coefficienti consigliati per le diverse classi di topografia.

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

3.1.1 Classe di topografia:

Il coefficiente di esposizione vale:

3.2 Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1$.

Il coefficiente topografico vale:

4 CARICO NEVE SULLA COPERTURA E COMBINAZIONI DI CARICO

q_s (carico neve sulla copertura [N/m²]) = $\mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$

μ_i (coefficiente di forma)

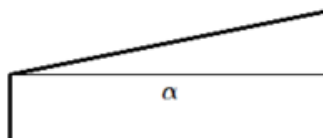
q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/m²])

C_E (coefficiente di esposizione)

C_t (coefficiente termico)

4.1 Combinazione per il caso di copertura ad una falda

Inclinazione falda $1,20 \text{ kN/mq}$



Azione del vento

L'azione del vento è trascurabile rispetto alle altre condizioni di carico nelle varie combinazioni.

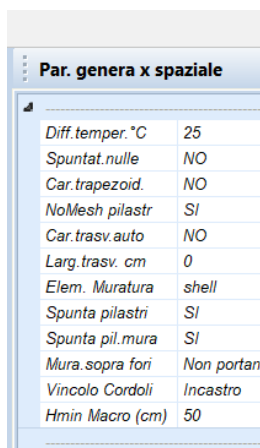
Effetto della temperatura

L'azione della temperatura è trascurabile rispetto alle altre condizioni di carico nelle varie combinazioni, si è comunque considerata nelle combinazioni di carico e come previsto dalle NTC 2018 cap. 3.5.5 nel caso in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per l'efficienza funzionale della struttura è consentito tener conto, per gli edifici della sola componente ΔT_u ricavandola direttamente dalla tabella sottostante.

Tab. 3.5.II – Valori di ΔT_u per gli edifici

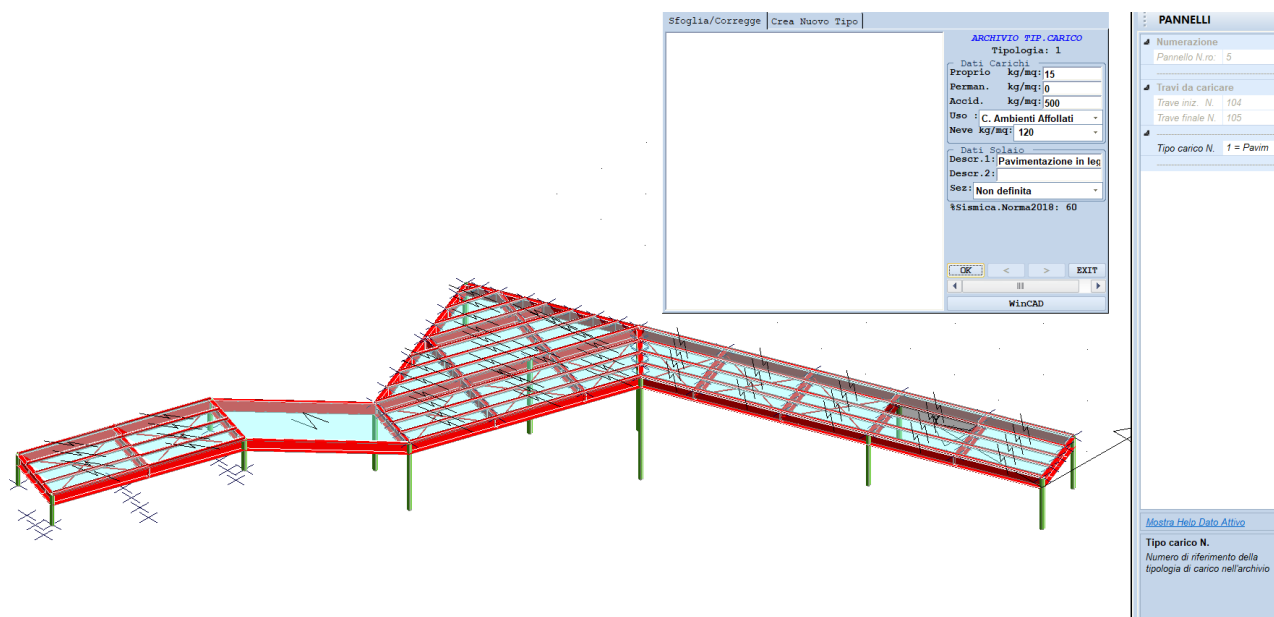
Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	$\pm 15\text{ }^\circ\text{C}$
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	$\pm 10\text{ }^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio esposte	$\pm 25\text{ }^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio protette	$\pm 15\text{ }^\circ\text{C}$

Nel caso in esame essendo la struttura in esame esposta e non protetta si considera un $\Delta T_u \pm 25\text{ }^\circ\text{C}$, si riporta sotto la videata del programma di calcolo.



Azioni eccezionali

In relazione all’uso previsto ed all’ubicazione non si prevedono azioni eccezionali. Si riporta sotto lo schema di applicazione dei carichi alla passerella.



Passerella in carpenteria metallica.

f) ANALISI DEI CARICHI DELLA SCALA

Pesi Propri

Il peso proprio dei singoli elementi strutturali è inserito in automatico dal programma di calcolo.

Gradini e pianerottolo di calpestio:

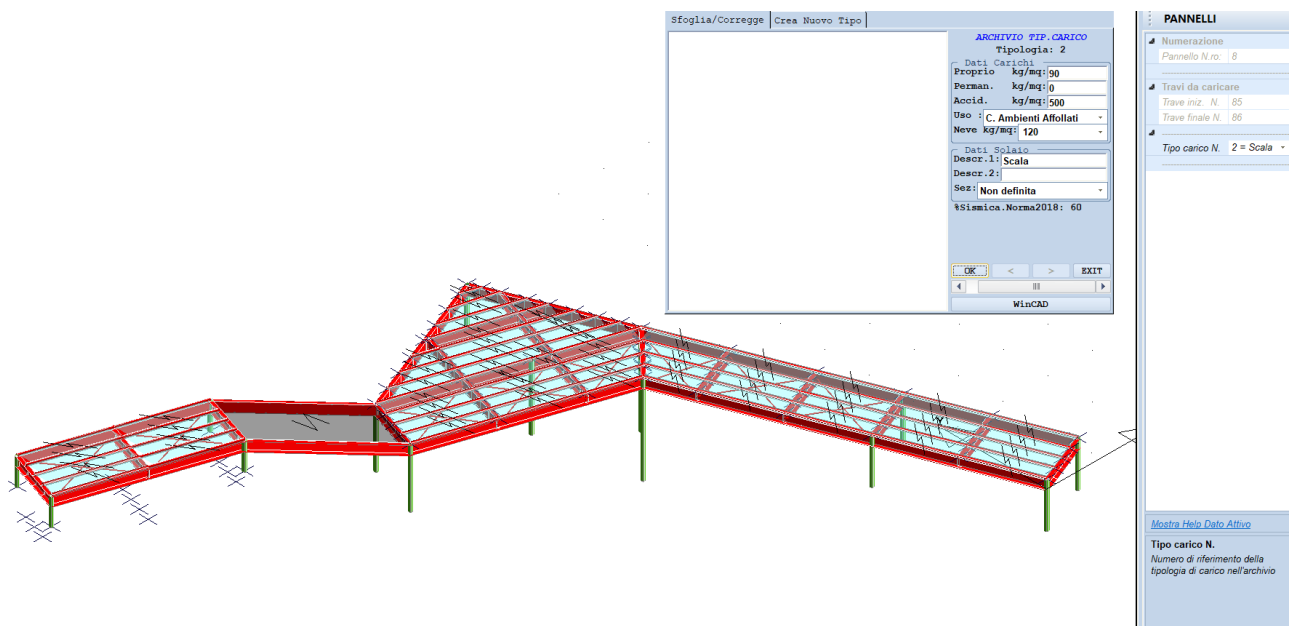
- Gradino in acciaio sp. 8,0 mm tavolato in legno dello spessore di 30 mm: 62,80 daN/m²
 - Tavolato in legno dello spessore di 30 mm (500 kg/m³): 20,70 daN/m²
- Totale: 83,50 daN/m² ≈ 90 daN/m²

Neve

(per il dettaglio del carico vedasi cap. precedente)

120 daN/m²

Si riporta sotto lo schema di applicazione dei carichi alla scala.



Per entrambe le zone (passerella e scala) sono inoltre stati considerati:

Azione sismica

Secondo longitudine e latitudine del sito di installazione, utilizzando i seguenti parametri:

Vita nominale della struttura: **≥ 50 anni** “Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale”.

Classe d’uso: **II** “Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti senza contenuti pericolosi per l’ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali.....”

Tipo di terreno: **B** "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.. Come da relazione geologica redatta dal Dott. Geol. Luca Amico.

Categoria topografica: **T1** "pendii e rilievi con inclinazione media non superiore a 15°"

Comportamento Strutturale: **Non Dissipativo** (par. 7.2.2 NTC 2018)

Fattore di struttura (par. 7.3.1 NTC 2018):

Per le strutture a comportamento strutturale non dissipativo si adotta un fattore di comportamento q_{ND} , ridotto rispetto al valore minimo relativo alla CD"B" (Tab. 7.3.II) secondo l'espressione:

$$1 \leq q_{ND} = 2/3 q_{CD"B"} \leq 1.5 \quad [7.3.2]$$

Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Tipologia strutturale	q_0	
	CD"A"	CD"B"
Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	4,5 α_v/α_1	3,0 α_v/α_1
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	4,0 α_v/α_1	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5
Costruzioni con struttura prefabbricata (§ 7.4.5.1)		
Strutture a pannelli	4,0 α_v/α_1	3,0
Strutture monolitiche a cella	3,0	2,0
Strutture con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati	3,5	2,5
Costruzioni d'acciaio (§ 7.5.2.2) e composte di acciaio-calcestruzzo (§ 7.6.2.2)		
Strutture intelaiate	5,0 α_v/α_1	4,0
Strutture con controventi eccentrici		
Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4,0	4,0
Strutture con controventi concentrici a V	2,5	2,0
Strutture a mensola o a pendolo inverso	2,0 α_v/α_1	2,0
Strutture intelaiate con controventi concentrici	4,0 α_v/α_1	4,0
Strutture intelaiate con tamponature in murature	2,0	2,0

Calcolo dei fattori di comportamento secondo il D.M. 17/01/2018

La costruzione, nuova, è caratterizzata da una non regolarità sia in pianta sia in altezza ed è progettata considerando un comportamento non dissipativo (ND).

Parametri fattore in direzione x ed y

Sistema costruttivo: acciaio o composto acciaio-calcestruzzo

Tipologia strutturale: strutture intelaiate o strutture con controventi eccentrici

Valore base fattore $q_0 = 4.000$

Fattore di regolarità $K_R = 1.0$

Fattore dissipativo $q_D = q_0 \cdot K_R = 4.000$

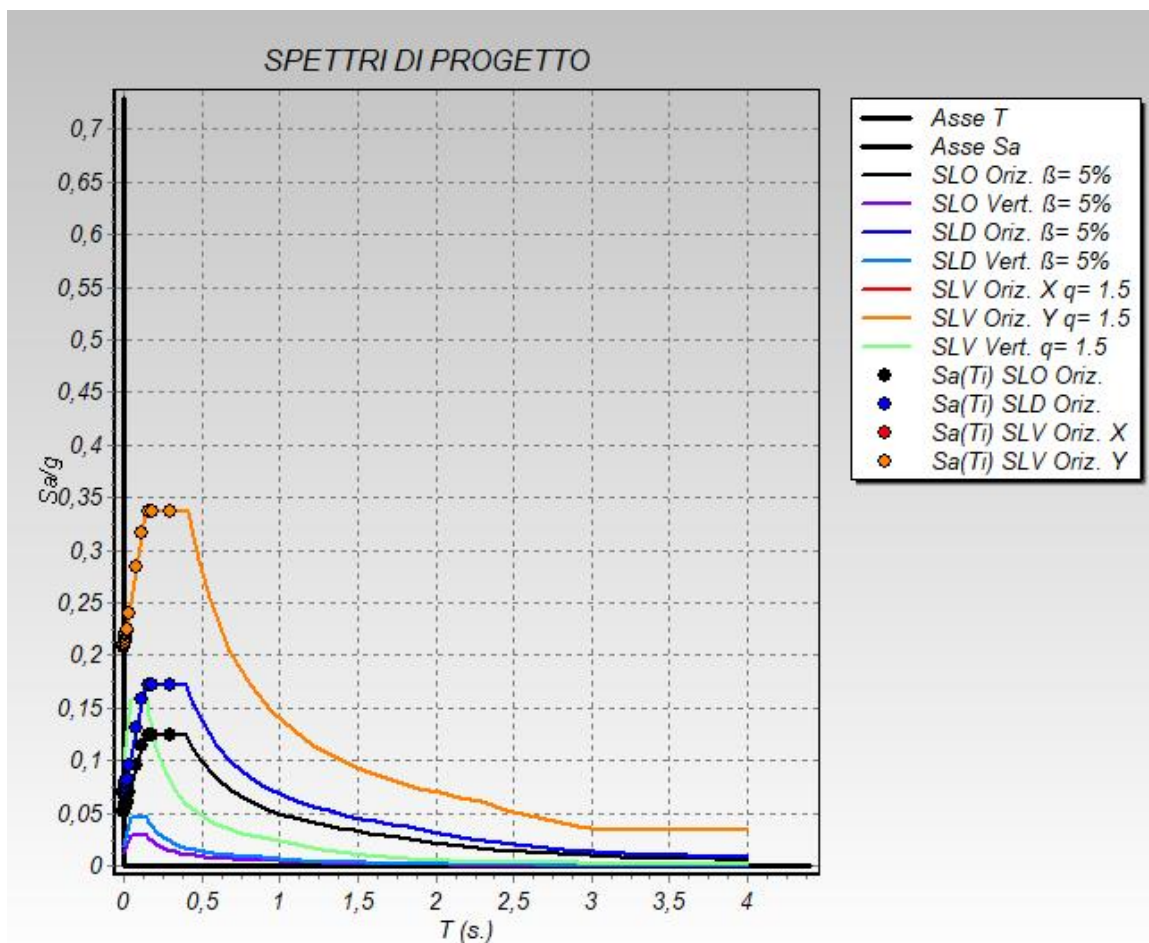
Fattore non dissipativo $q_{ND} = 2/3 \cdot q_D = 1.500 (\leq 1.5)$

Fattori di comportamento utilizzati

	Dissipativi	Non dissipativi
q SLU x	4.000	1.500
q SLU y	4.000	1.500
q SLU z	1.500	1.500

Nel caso in esame, per un comportamento non dissipativo, si assume **q=1.50 in entrambe le direzioni.**

Si riportano sotto la rappresentazione degli spettri di progetto considerati.

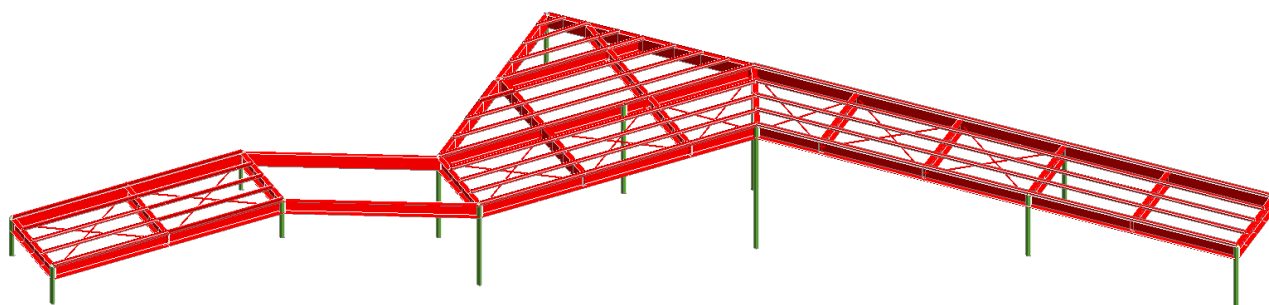


Il sisma verticale è stato considerato.

g) ILLUSTRAZIONE DEI CRITERI DI PROGETTAZIONE E DI MODELLAZIONE

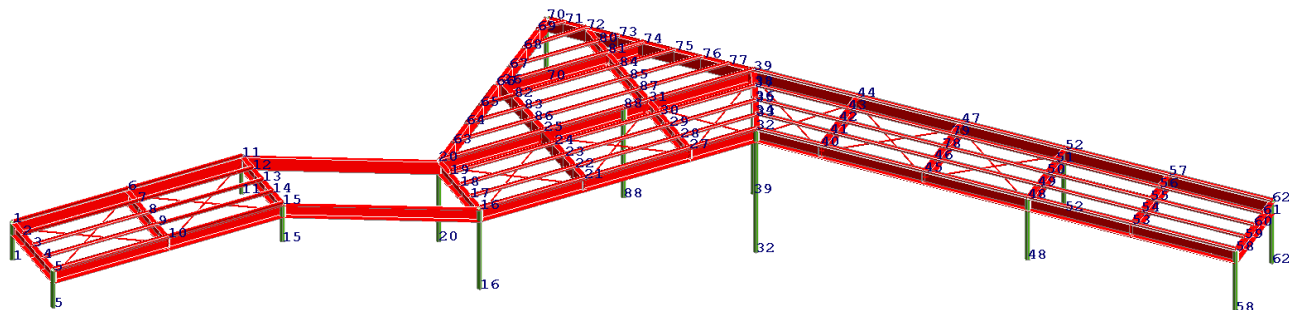
Il dimensionamento è stato condotto secondo i normali metodi della scienza e della tecnica delle costruzioni, con schemi conservativi e a favore di sicurezza.

Per la schematizzazione delle strutture è stato utilizzato un modello tridimensionale:

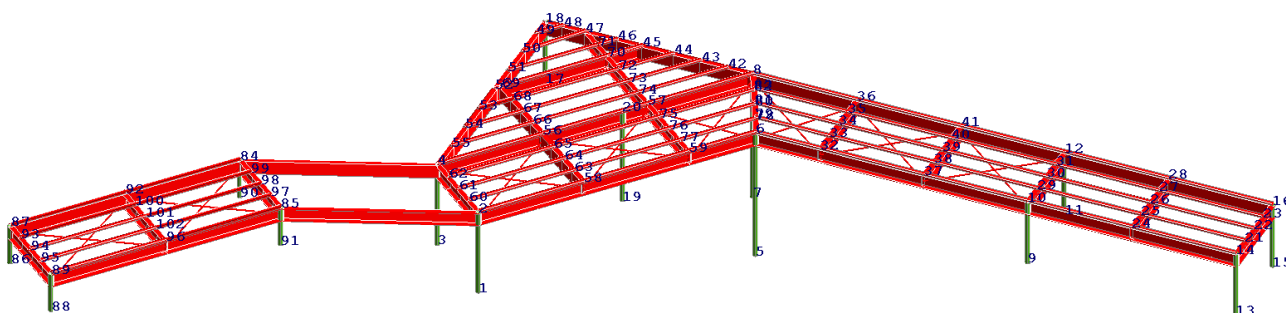


Passerella in carpenteria metallica.

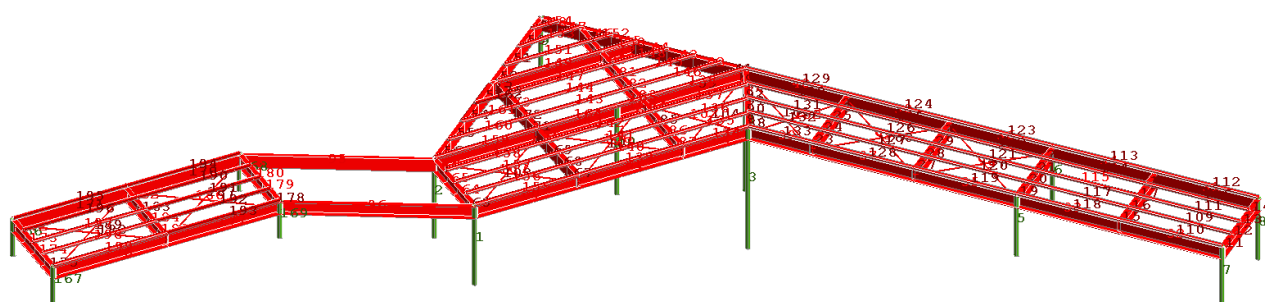
Vista del modello 3D della passerella.



Vista del modello 3D con numerazione dei fili.



Vista del modello 3D con numerazione dei nodi.



Vista del modello 3D con numerazione delle aste.

L'analisi di tipo numerico è stata realizzata mediante il seguente programma di calcolo:

SOFTWARE UTILIZZATO: CDS Win versione 2021 con licenza intestata al sottoscritto prodotto dalla:

S.T.S. s.r.l. Software Tecnico Scientifico S.r.l.
Via Tre Torri n°11 – Compl. Tre Torri
95030 Sant'Agata li Battiati (CT).

E' stata utilizzata un'analisi lineare sismica dinamica modale nel rispetto delle norme indicate in precedenza. Le procedure di verifica adottate seguono il metodo di calcolo degli stati limite ultimo /esercizio. Le verifiche degli elementi strutturali significativi sono state svolte attraverso il software di cui sopra.

PRESTAZIONI DI PROGETTO, CLASSE DELLA STRUTTURA, VITA UTILE E PROCEDURE DI QUALITA'

Le prestazioni della struttura e le condizioni per la sua sicurezza sono state individuate dal progettista di concerto con il Committente. A tal fine è stata posta attenzione alla tipologia della struttura ed al suo utilizzo; particolare rilievo è stato dato alla sicurezza delle persone.

La classe d'uso della struttura è del tipo II, la vita nominale dell'opera è stata assunta pari a 50 anni.

Risulta così definito l'insieme degli stati limite riscontrabili nella vita della struttura ed è stato accertato, in fase di dimensionamento, che essi non siano superati.

Altrettanta cura è stata posta per garantire la durabilità della struttura, con la consapevolezza che tutte le prestazioni attese potranno essere adeguatamente realizzate solo mediante opportune procedure da seguire non solo in fase di progettazione, ma anche di costruzione, manutenzione e gestione dell'opera. Per quanto riguarda la durabilità si sono presi tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture, in considerazione dell'ambiente in cui l'opera dovrà vivere e dei cicli di carico a cui sarà sottoposta.

La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

In fase di costruzione saranno attuate severe procedure di controllo sulla qualità, in particolare per quanto riguarda materiali, componenti, lavorazione, metodi costruttivi.

h) **COMBINAZIONE DEI CARICHI**

Le azioni sulla costruzione sono state combinate, ai fini delle verifiche, in accordo a quanto definito al paragrafo 2.5.3 delle NTC/2018 e come descritto nel seguito:

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$
- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

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

Le azioni definite come al § 2.5.1 delle NTC 2018 sono state combinate in accordo a quanto definito al § 2.5.3. applicando i coefficienti di combinazione come di seguito definiti:

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_0	ψ	ψ
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

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} utilizzati nelle calcolazioni sono dati nelle NTC 2018 in § 2.6.1, Tab. 2.6.I.

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Le combinazioni di carico inserite nel software di calcolo ottenute considerando le azioni variabili, come analizzate in precedenza, sono riportate nel rispettivo paragrafo del fascicolo dei calcoli.

i) METODO DI ANALISI ESEGUITO

IL METODO DI CALCOLO: ANALISI DINAMICA MODALE

Il programma effettua l'analisi dinamica con il metodo dello spettro di risposta.

Il sistema da analizzare è visto come un oscillatore a n gradi di libertà, di cui vanno individuati i modi propri di vibrazione. Il numero di frequenze da considerare è un dato di ingresso che l'utente deve assegnare. In generale si osservi che il numero di modi propri di vibrazione non può superare il numero di gradi di libertà del sistema.

La procedura attua l'analisi dinamica in due fasi distinte: la prima si occupa di calcolare le frequenze proprie di vibrazione, la seconda calcola spostamenti e sollecitazioni conseguenti allo spettro di risposta assegnato in input.

Nell'analisi spettrale il programma utilizza lo spettro di risposta assegnato in input, coerentemente con quanto previsto dalla normativa. L'eventuale spettro nella direzione globale Z è unitario. L'ampiezza degli spettri di risposta è determinata dai parametri sismici previsti dalla normativa e assegnati in input dall'utente. La procedura calcola inizialmente i coefficienti di partecipazione modale per ogni direzione del sistema e per ogni frequenza. Tali coefficienti possono essere visti come il contributo dinamico di ogni modo di vibrazione nelle direzioni assegnate. Si potrà perciò notare in quale direzione il singolo modo di vibrazione ha effetti predominanti.

Successivamente vengono calcolati, per ogni modo di vibrazione, gli spostamenti e le sollecitazioni relative a ciascuna direzione dinamica attivata, per ogni modo di vibrazione. Per ogni direzione dinamica viene calcolato l'effetto globale, dovuto ai singoli modi di vibrazione, mediante la radice quadrata della somma dei quadrati dei singoli effetti. E' prevista una specifica fase di stampa per tali risultati.

L'ultima elaborazione riguarda il calcolo degli effetti complessivi, ottenuti considerando tutte le direzioni dinamiche applicate. Tale risultato (involuppo) può essere ottenuto, a discrezione dell'utente in tre modi distinti, inclusi quelli suggeriti della normativa italiana e dall'Eurocodice 8.

PRESENTAZIONE DEI RISULTATI DELL'ANALISI STRUTTURALE:

Per ogni combinazione di carico e per tutti i nodi non completamente bloccati il programma calcola spostamenti (unità di misura L) e rotazioni (radianti). Viene anche rappresentata la deformata in luce dell'asta che riproduce il comportamento di una funzione polinomiale di quarto grado. Gli spostamenti sono positivi se diretti nel verso degli assi globali X Y Z, le rotazioni positive se antiorarie rispetto all'asse di riferimento, per un osservatore disteso lungo il corrispondente semiasse positivo.

Viene anche determinato il valore massimo assoluto (con segno) di ogni singola deformazione e il valore massimo dello spostamento nello spazio (radice quadrata della somma dei quadrati degli spostamenti).

ASPETTI PARTICOLARI DELL'ANALISI DINAMICA

Nella stampa degli autovettori vengono riportati i relativi risultati, pertinenti ad ogni nodo.

Nel calcolo della risposta spettrale vengono determinate, per ogni verso del sisma, le deformazioni relative ai vari modi di vibrare e la corrispondente media quadratica. Tali risultati vengono successivamente combinati e danno luogo ad uno o più involucri in relazione a quanto imposto dall'utente nella fase iniziale di intestazione del lavoro.

j) CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE INDAGATI

METODO DI CALCOLO AGLI STATI LIMITE: in generale ai fini della sicurezza sono stati adottati i criteri contemplati dal metodo semiprobabilistico agli stati limite. In particolare 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, che controllano eventuali danni alle opere secondarie ed agli impianti (quando presenti). Le azioni eccezionali eventualmente agenti sulla struttura sono considerate nel calcolo solo se espressamente indicato nel paragrafo successivo.

Secondo quanto stabilito dalle norme è necessario verificare che la struttura sia in possesso dei seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di **stati limite ultimi (SLU)**: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- sicurezza nei confronti di **stati limite di esercizio (SLE)**: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- robustezza nei confronti di azioni eccezionali: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce collasso.

Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti (quando presenti).

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO)**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD)**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)**: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una

parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)**: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva Tab. 3.2.I.

Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento P_{Vg} al variare dello stato limite considerato

Stati Limite		P_{Vg} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

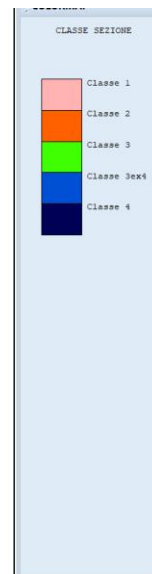
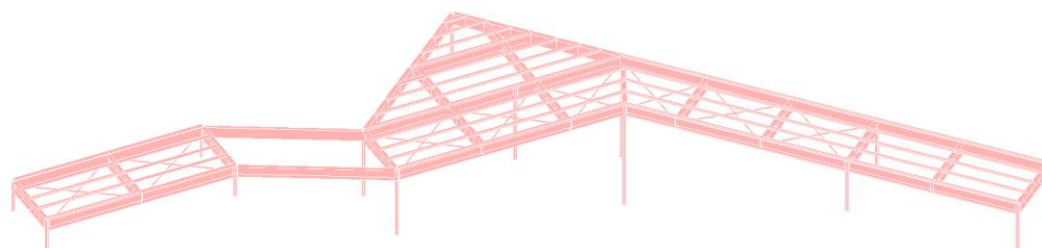
Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria C quale definita al § 3.2.2 delle NTC/2018), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR , come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento VR , come definito nel § 2.4 delle citate norme.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_o 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.

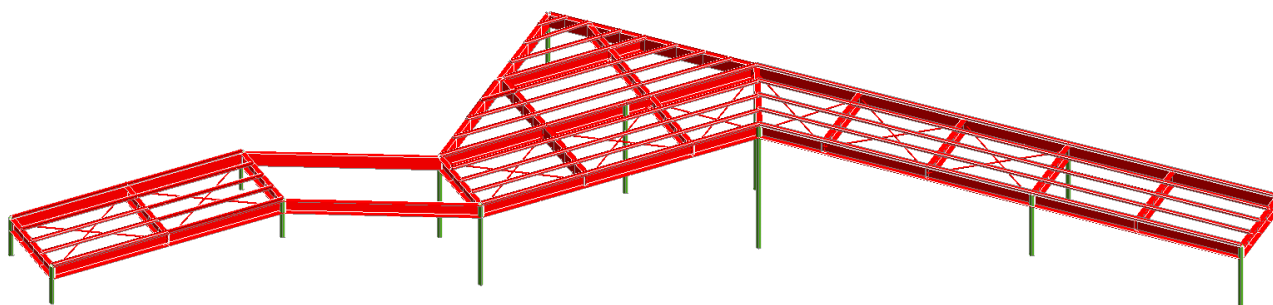
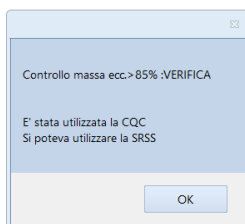
I parametri sopra elencati vengono determinati in funzione delle coordinate geografiche del luogo della costruzione sulla mappa del territorio nazionale (procedura automatica interna al software utilizzato per il calcolo e la verifica della struttura).

La classificazione delle sezioni viene effettuata automaticamente dal programma di calcolo, si riporta sotto la relativa immagine.

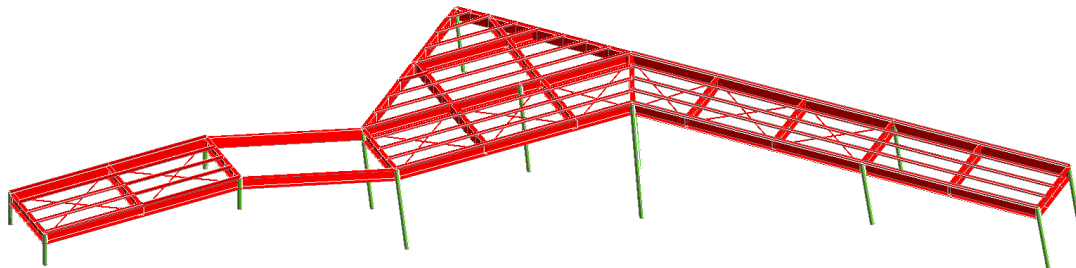


RISULTATI DELL'ANALISI DINAMICA

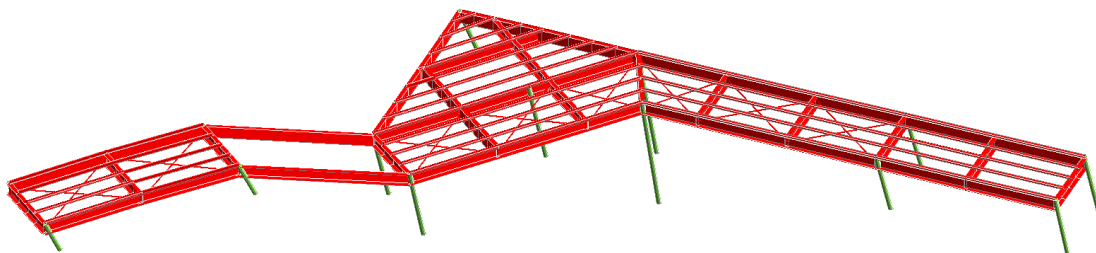
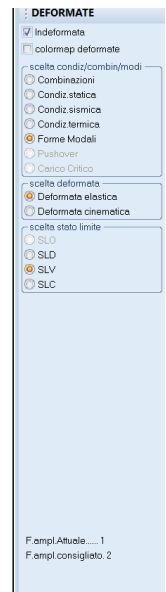
Come si evince dall' immagine sottostante la massa partecipante è > 85%, si riporta inoltre il dettaglio dei modi di vibrare e le deformate dei modi principali.



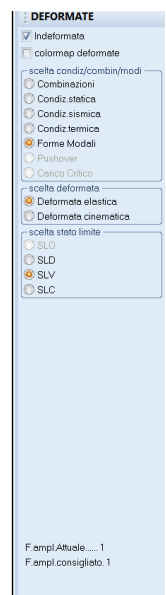
FREQUENZE E MASSE ECCITATE															
Modo N.ro	Pulsazione (rad/sec)	Periodo (sec)	Smorz Mod(%)	Sd/g SLO	Sd/g SLD	Sd/g SLV X	Sd/g SLV Y	Sd/g SLV Z	Sd/g SLC	SISMA N.ro 1		SISMA N.ro 2		SISMA N.ro 3	
										Massa Mod Ecc. (t)	Perc.	Massa Mod Ecc. (t)	Perc.	Massa Mod Ecc. (t)	Perc.
									Eccitat Totale	Massa 11.22	Perc. 100	Massa 11.22	Perc. 99.99	Massa	Perc.
1	17,658	0,35582	5,0		0,172	0,337	0,337		0,663	0,74	7	7,88	70		
2	35,326	0,17786	5,0		0,172	0,337	0,337		0,663	0,95	8	0,00	0		
3	53,223	0,11805	5,0		0,161	0,319	0,319		0,592	9,28	83	1,12	10		
4	107,098	0,05867	5,0		0,114	0,262	0,262		0,428	0,25	2	2,18	19		
5	221,073	0,02842	5,0		0,090	0,233	0,233		0,345	0,00	0	0,04	0		
6	420,118	0,01496	5,0		0,079	0,221	0,221		0,308	0,01	0	0,00	0		



Deformata forma modale n° 1



Deformata forma modale n° 3



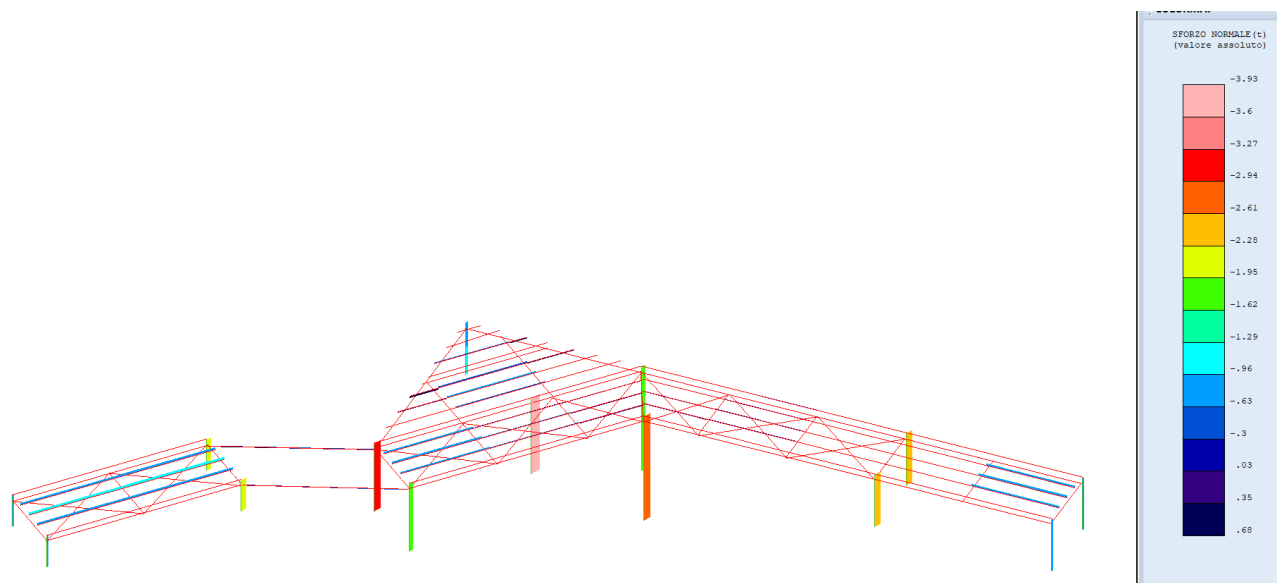
k) CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI

Si riportano di seguito le massime sollecitazioni agenti sui principali elementi strutturali ottenute dall'involuppo delle combinazioni di carico statiche e sismiche. Tali azioni sono state successivamente considerate in fase di verifica degli elementi strutturali.

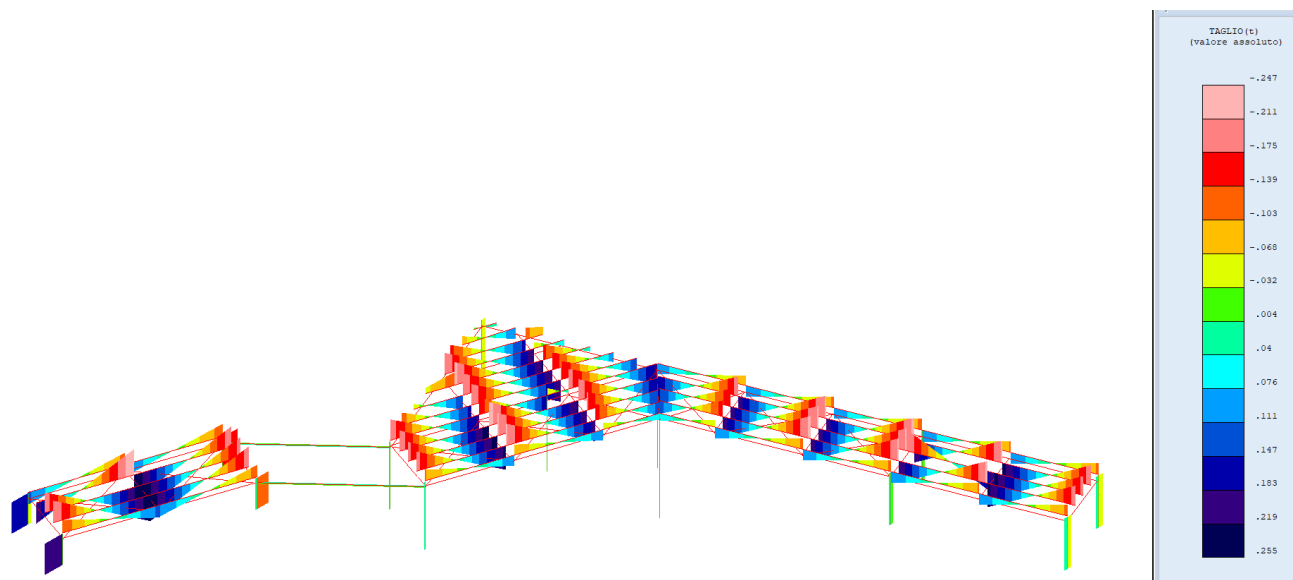
DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI

Si riportano i diagrammi delle sollecitazioni maggiormente significativi ottenuto dall'involuppo delle combinazioni di carico.

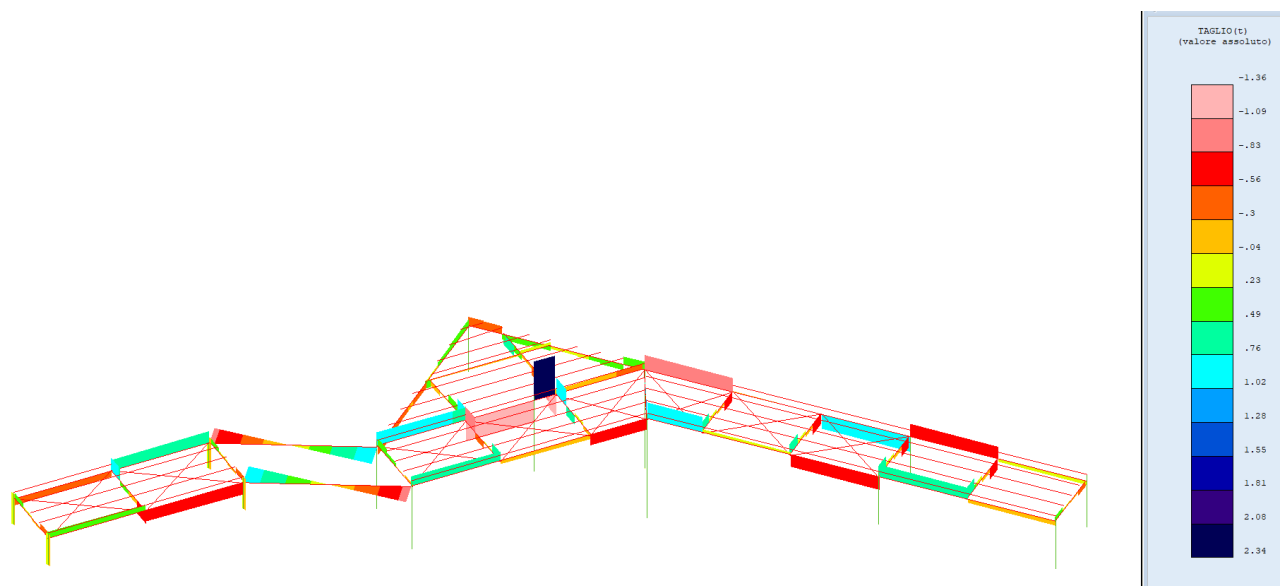
Si riporta il diagramma dello Sforzo Normale "N":



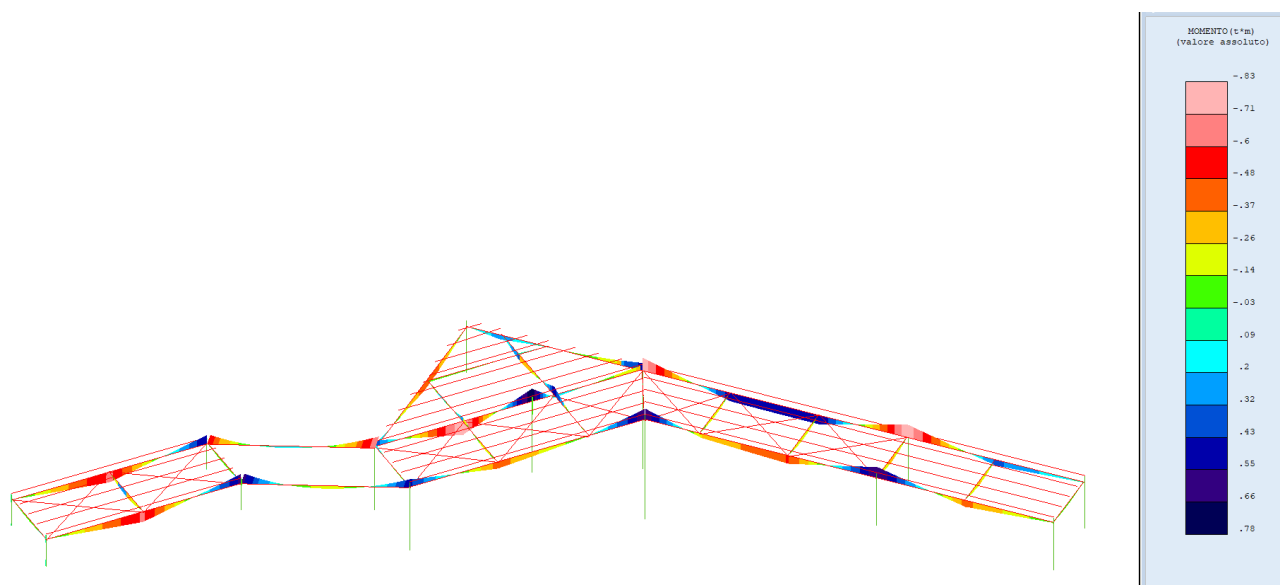
Si riporta il diagramma del Taglio "T_x":



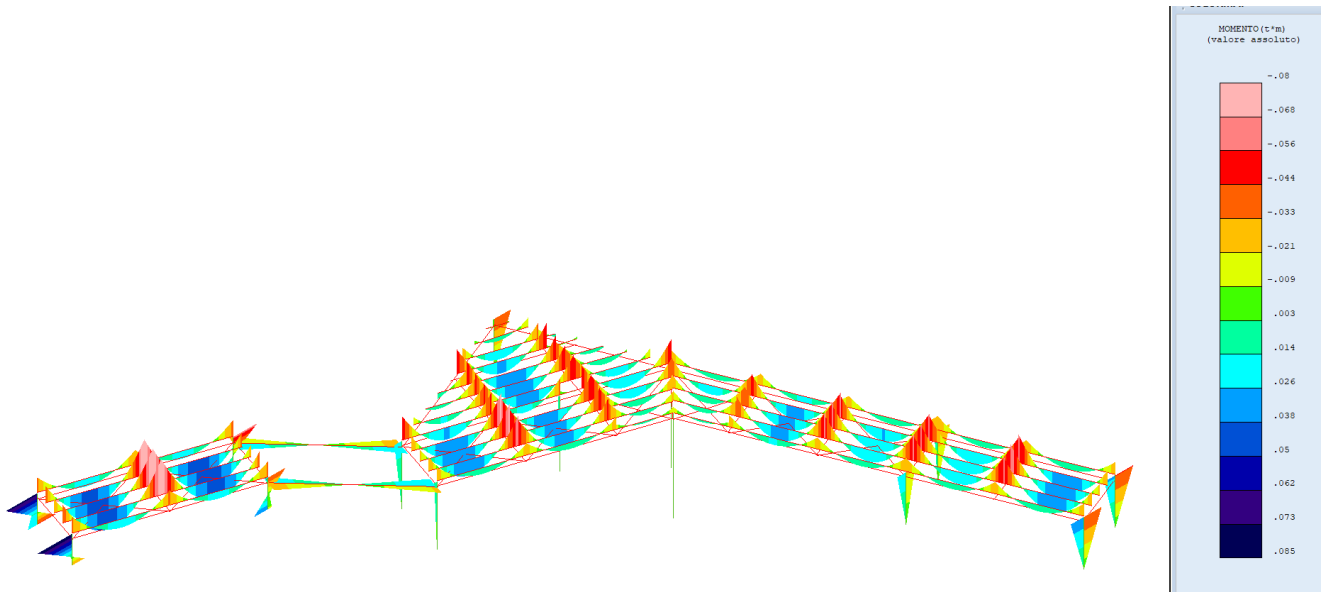
Si riporta il diagramma del Taglio " T_y ":



Si riporta il diagramma del Momento " M_x ":



Si riporta il diagramma del Momento “ M_y ”:



l) CARATTERISTICHE E AFFIDABILITA' DEL CODICE DI CALCOLO

Come previsto al punto 10.2 delle norme tecniche di cui al D.M. 17.01.2018 l'affidabilità del codice utilizzato è stata verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.

Si allega alla presente i test sui casi prova forniti dalla S.T.S. s.r.l. a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti. La S.T.S. s.r.l. a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti fornisce direttamente on-line i test sui casi prova (<http://www.stsweb.it/STSWeb/ITA/homepage.htm>)

Il software è inoltre dotato di filtri e controlli di autodiagnostica che agiscono a vari livelli sia della definizione del modello che del calcolo vero e proprio.

I controlli vengono visualizzati, sotto forma di tabulati, di videate a colori o finestre di messaggi.

In particolare il software è dotato dei seguenti filtri e controlli:

- Filtri per la congruenza geometrica del modello di calcolo generato
- Controlli a priori sulla presenza di elementi non connessi, interferenze, mesh non congruenti o non adeguate.
- Filtri sulla precisione numerica ottenuta, controlli su eventuali mal condizionamenti delle matrici, verifica dell'indice di condizionamento.
- Controlli sulle verifiche sezionali e sui limiti dimensionali per i vari elementi strutturali in funzione della normativa utilizzata.
- Controlli e verifiche sugli esecutivi prodotti.

Valutazione dei risultati e giudizio motivato sulla loro accettabilità

Il software utilizzato permette di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti.

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello permettono di controllare sia la coerenza geometrica che le azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari hanno permesso un immediato controllo con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa nell'ambito della Scienza delle Costruzioni.

Si è inoltre controllato che le reazioni vincolari diano valori in equilibrio con i carichi applicati, in particolare per i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche si è provveduto a confrontarli con valori ottenuti da modelli SDOF semplificati.

Le sollecitazioni ottenute sulle travi per i carichi verticali direttamente agenti sono stati confrontati con semplici schemi a trave continua.

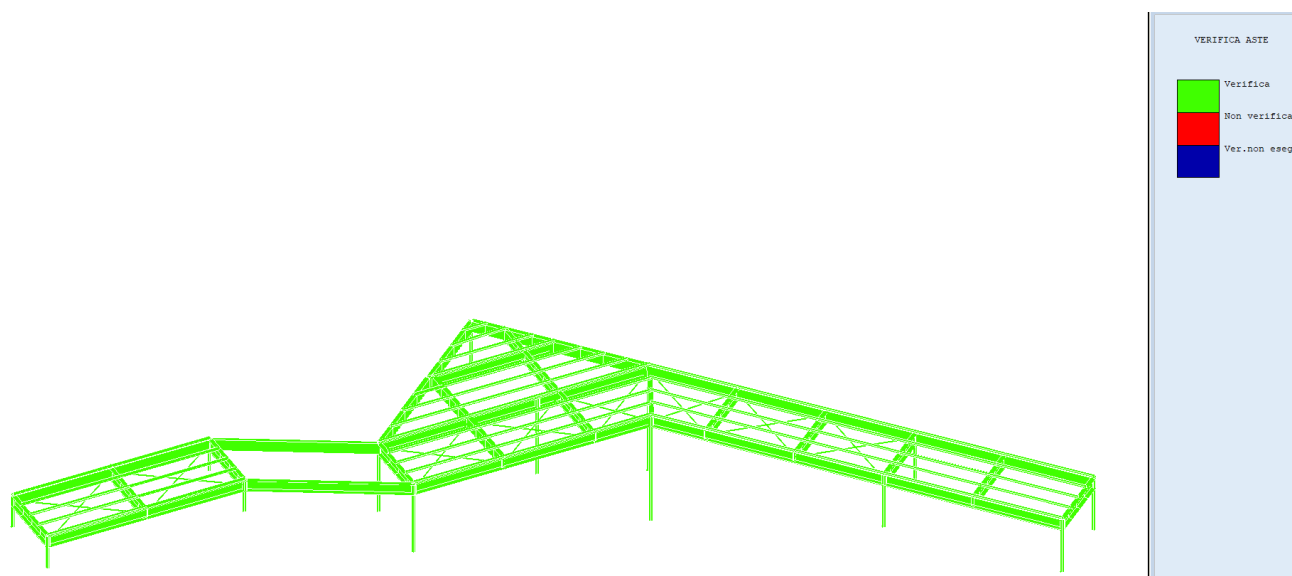
Per gli elementi inflessi di tipo bidimensionale si è provveduto a confrontare i valori ottenuti dall'analisi FEM con i valori di momento flettente ottenuti con gli schemi semplificati della Tecnica delle Costruzioni.

Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato esito positivo.

VERIFICA DEI PRINCIPALI ELEMENTI STRUTTURALI

Si riportano di seguito le immagini delle principali verifiche effettuate, nel fascicolo di calcolo sono riportate le verifiche in dettaglio.

Tutti gli elementi, come è evidente nell'immagine sottostante tratta dal programma di calcolo, risultano verificati (colore VERDE = Verificato).

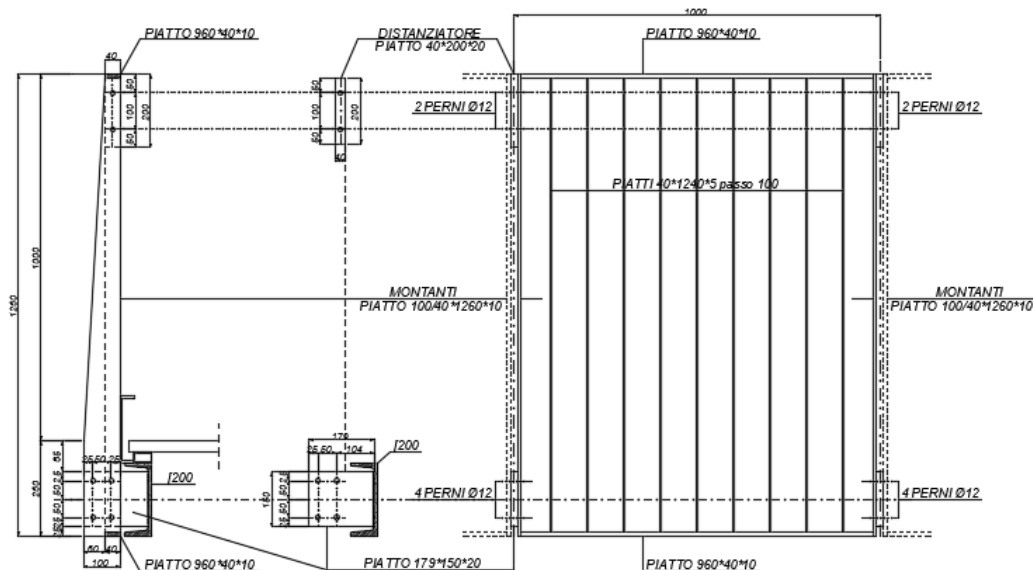


VERIFICA DEI PARAPETTI.

La passerella è dotata di parapetti di altezza complessiva pari a $H=1.26$ m, costituiti da balaustre modulari; i montanti in patto di sezione variabile 100/40xsp.10 mm in acciaio S275JR, disposti con una distanza di influenza massima di 750 mm

Di seguito si riporta la verifica dei montanti delle balaustre soggette ad un carico orizzontale $H_k=300$ daN/m (rif. Tab. 3.1.II NTC 17-01-2018 – Cat.C3).

Si riporta sotto lo schema dei parapetti.



Verifica del parapetto con piatto 100xsp.10 mm – S235JR

Input								
V_Q	H_k	i	V_{Ed}	h	M_{Ed}			
[l]	[daN/m]	[m]	[daN]	[m]	[daN*m]			
1,5	300,00	0,75	337,5	1,26	425,25			
Verifica del Montante						Tipo Montante	A [cm ²]	10,00
						Piatto 100xsp.10 mm	W [cm ³]	16,66
Verifica a taglio							Wplast [cm ³]	25,00
A_v	V_{M0}	$V_{c,Rd}$			Tipo acciaio			
[mm ²]	[l]	[daN]			S275JR	f_{yk} [N/mm ²]	275	
1000	1,05	15121,08	Taglio trascurabile					
Verifica a flessione								
W_y	$W_{y,plast}$	$M_{c,Rd}$	$M_{c,Rd,plast}$					
[mm ³]	[mm ³]	[daN*m]	[daN*m]	Verifica ok				
16660	25000	436,33	654,76					

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Spostamenti Verticali agli SLE statici.

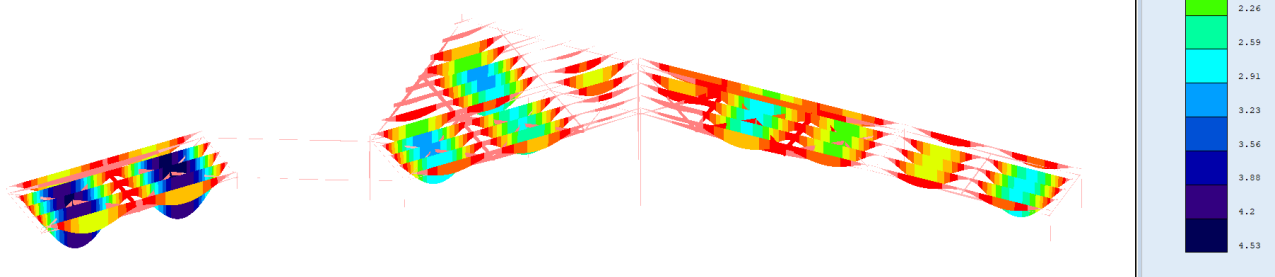
Per la verifica degli spostamenti verticali agli stati limite di esercizio si fa riferimento ai limiti di deformabilità indicati nel paragrafo 4.2.4.2.1 e nella tabella 4.2.XII del D.M. 17-01-2018.

Tab. 4.2.XII - Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

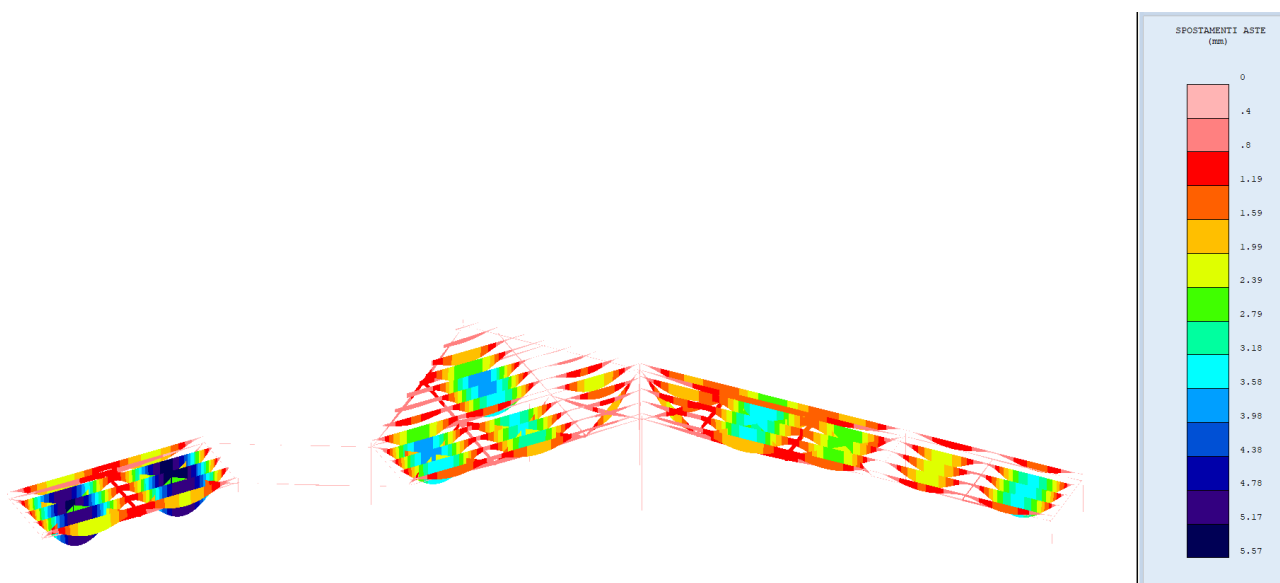
Deformata complessiva allo condizione di carico variabile.



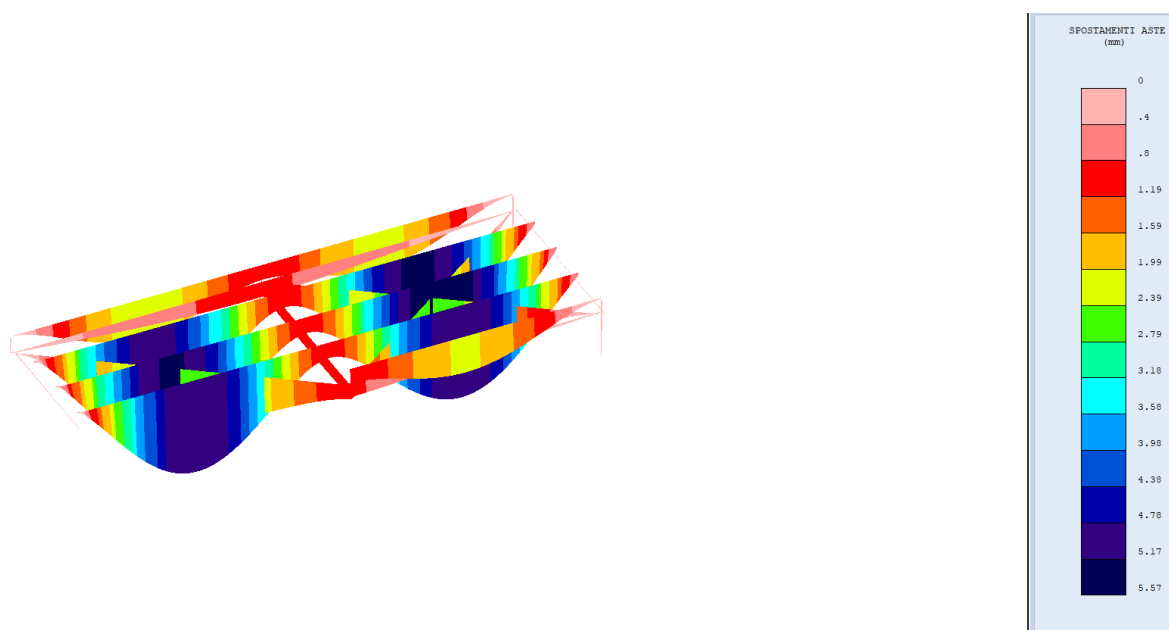
$f_{max} = 0,45 \text{ cm}$ (comb. SLE rara),

inferiore al limite di deformabilità per la luce della trave $L = 170 \text{ cm}$, pari a:

$$f_{lim} = 170/300 = 0,56 \text{ cm (verificato)}$$

Deformata complessiva allo SLE combinazione rara.**Travi Secondarie**

Il massimo abbassamento delle travi secondarie è pari a:



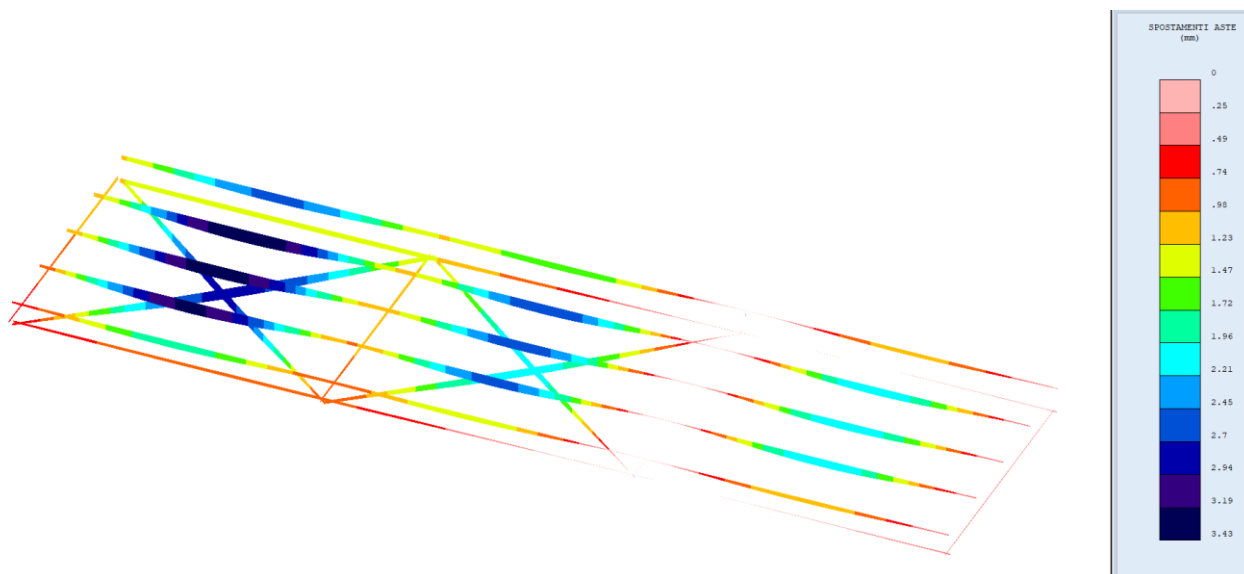
$f_{\max} = 0,57 \text{ cm}$ (comb. SLE rara),

inferiore al limite di deformabilità per la luce della trave $L = 170 \text{ cm}$, pari a:

$f_{\text{lim}} = 170/250 = 0,68 \text{ cm}$ (verificato)

Travi Principali

La massima freccia relativa delle travi principali è pari a:



$$f_{\max,rel} = 0,147 \text{ cm (comb. SLE rara)}$$

inferiore al limite di deformabilità per la luce delle travi $L=130 \text{ cm}$, pari a:

$$f_{lim} = 130/250 = 0,52 \text{ cm (verificato)}$$

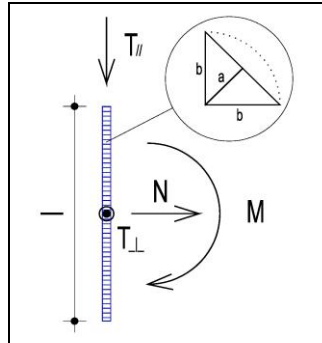
VERIFICHE DELLE UNIONI TRA GLI ELEMENTI STRUTTURALI PRINCIPALI.

Il collegamento tra l'UPN 200 principale e il secondario avviene tramite due cordoni di saldatura di lunghezza 180 mm ciascuno e con b= 10 mm.

Si riporta sotto la verifica del collegamento.

Sollecitazioni	
N (N)	0
T (N)	13570
T _⊥ (N)	0
M (Nmm)	5440000

Dati saldatura	
Acciaio	S275
b (mm)	10
l (mm)	180
n° cordoni	2
γ _{M2}	1,25
a (mm)	7,07



f _{yk} (N/mm ²)	275
f _{tk} (N/mm ²)	430

Acciaio	f _{yk} (N/mm ²)	f _{tk} (N/mm ²)	β _w	β ₁	β ₂
S235	235	360	0,8	0,85	1
S275	275	430	0,85	0,7	0,85
S355	355	510	0,9	0,7	0,85
S450	440	550			
S235 N/NL	275	390			
S355 N/NL	355	490	0,9		
S420 N/NL	420	520	1	0,62	0,75
S460 N/NL	460	540	1	0,62	0,75
S235 M/ML	275	370			
S355 M/ML	355	470	0,9		
S420 M/ML	420	520	1		
S460 M/ML	460	540	1		
S235 W	235	360	0,8		
S355 W	355	510	0,9		

Verifica con formula 4.2.82

$F_{w,Ed}/F_{w,Rd} \leq 1$ con $F_{w,Rd} = a \cdot f_{tk} / (\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2})$

β _w	0,85	F _{T TOT} (N/mm)	37,694
f _{w,d} (N/mm ²)	233,657	F _{⊥ N} (N/mm)	0,000
F _T (N/mm)	37,694	F _{⊥ M} (N/mm)	503,704
F _{T⊥} (N/mm)	0,000	F _{⊥ TOT} (N/mm)	503,704

F _{w,Ed} (N/mm)	505,112	S/R	OK
F _{w,Rd} (N/mm)	1652,205	0,306	

Verifica con formula 4.2.84 e 4.2.85

$\sqrt{(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{||}^2)} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$

$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$

β ₁	0,7	n _{⊥ N} (N/mm ²)	0,0000
β ₂	0,85	n _{⊥ M} (N/mm ²)	71,2345
t (N/mm ²)	5,3308	n _⊥ (N/mm ²)	71,2345
t _⊥ (N/mm ²)	0,0000		

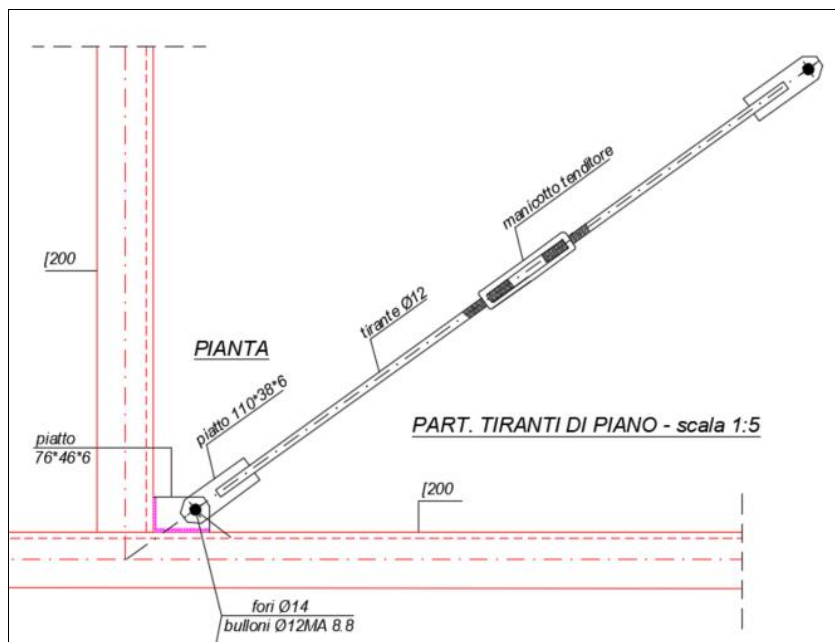
$\sqrt{(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{ }^2)}$	71,4336	S/R	OK
β ₁ · f _{yk}	192,5000	0,37	

n _⊥ + t _⊥	71,2345	S/R	OK
β ₂ · f _{yk}	233,7500	0,30	

VERIFICHE DEL COLLEGAMENTO DEL CONTROVENTO ORIZZONTALE.

Il controvento orizzontale è realizzato con un tirante di diametro 12 mm dotato di tenditore ed è collegato alla struttura tramite un bullone di diametro 14 mm.

Si riporta sotto lo schema del collegamento e la relativa verifica.



Sollecitazioni	
$F_{v,Ed}$ (N)	570
$F_{t,Ed}$ (N)	0

Bulloni	
Classe	8,8
d (mm)	14
γ_{M2}	1,25
f_{yb} (N/mm ²)	640
f_{tb} (N/mm ²)	800
A_n (mm ²)	153
A_{res} (mm ²)	115

Piastra di collegamento	
Acciaio	S235
t (mm)	6
γ_{M2}	1,25
d_0 (mm)	15
f_{tk} (N/mm ²)	360

Caratteristiche resistenti bulloni			
Classe	f_{yb} (N/mm ²)	f_{tb} (N/mm ²)	
4,6	240	400	
5,6	300	500	
6,8	480	600	
8,8	640	800	
10,9	900	1000	

Caratteristiche geometriche bulloni			
d (mm)	A_n (mm ²)	A_{res} (mm ²)	
12	113	84	
14	153	115	
16	201	157	
18	254	192	
20	314	245	
22	380	303	
24	452	353	
27	572	459	
30	706	561	

Caratteristiche piastra	
Acciaio	f_{tk} (N/mm ²)
S235	360
S275	430
S355	510
S450	550
S235 N/NL	390
S355 N/NL	490
S420 N/NL	520
S460 N/NL	540
S235 M/ML	370
S355 M/ML	470
S420 M/ML	520
S460 M/ML	540
S235 W	360
S355 W	510

Verifica di resistenza con formula 4.2.71

$$\frac{F_{v,Ed} + F_{t,Ed}}{F_{v,Rd} + 1.4F_{t,Rd}} \leq 1 \text{ con } \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

$\frac{F_{v,Ed} + F_{t,Ed}}{F_{v,Rd} + 1.4F_{t,Rd}}$	0,013
--	-------

$F_{v,Rd}$ (N)	44160
$F_{t,Rd}$ (N)	66240

$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}}$	0,000
-----------------------------	-------

VERIFICHE GEOTECNICHE

PREMESSA E INQUADRAMENTO NORMATIVO

La presente relazione definisce i caratteri geotecnici dei terreni interessati dalle opere puntuali previste nel progetto in oggetto.

Per le finalità del presente lavoro ci si è avvalsi della relazione geologica redatta Dott. Geol. Luca Amico e dei risultati rinvenuti dalla campagna d'indagine svolta, che hanno consentito di ricostruire gli spessori, le giaciture ed i rapporti stratigrafici delle formazioni geolitologiche presenti nel sottosuolo delle aree in esame.

L'indagine è stata condotta attraverso l'analisi dei dati ricavati nell'ambito di indagini precedenti e di quelle relative l'effettuazione di n. 1 sondaggio meccanico con tipologia "Geoprobe" e di n. 3 prove penetrometriche dinamiche "DPSH".

Per la redazione della presente relazione geotecnica si è avvalsi, non da ultimo, della raccolta di dati e notizie bibliografiche ottenute da fonti ufficiali pubbliche e private, e delle conoscenze geologiche del territorio di Ancona acquisite nel tempo.

La presente relazione geotecnica è stata redatta in ottemperanza alle leggi vigenti in materia:

- Decreto Ministeriale 17.01.2018 "Nuove Norme tecniche per le costruzioni";
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018, Circolare 21 gennaio 2019;
- Eurocodice 7 – "Progettazione geotecnica" – ENV 1997 – 1; - D.G.R. 2 marzo 2004, n. 153 - L.R. 20/00

AZIONI SISMICHE E CATEGORIA DEL SUOLO

La definizione del valore $V_{s,30}$, velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio del sottosuolo, è calcolata, come prescritto dalle NTC - D.M. 17/01/2018 al par. 3.2.2 ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, mediante la relazione:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}} \text{ [m/s]}$$

dove h_i e V_i indicano lo spessore in metri e la velocità delle onde di taglio (per deformazione di taglio $\gamma < 10^{-6}$) dello strato i -esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori.

Nei punti dell'area investigata è stato possibile calcolare il parametro $V_{s,30}$ attraverso il modello di V_s -profondità, ottenuto mediante l'analisi MASW, a cui è poi stata associata la relativa categoria di suolo di fondazione secondo quanto indicato nella Normativa Sismica di cui al D.M. 17/01/2018.

Sulla base dei valori di $V_{s,30}$ mediamente compresi tra 867 e 1.029 m/sec è possibile classificare il sottosuolo di fondazione interessato dalla realizzazione delle opere in oggetto all'interno della categoria di profilo stratigrafico di tipo "B" – Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 5 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

NTC 2018 – Tab. 3.2.II

L'area in esame è stata classificata, in base all'O.P.C.M. 3274 del 2003 e successivo aggiornamento in base all'O.P.C.M. 3519 del 2006, nella zona sismica di 2° categoria, con un'accelerazione orizzontale massima convenzionale (a_g), su suolo di categoria A, di 0,15g, come si evince dalla seguente tabella.

Zona sismica di riferimento	Intervallo di pertinenza della PGA (10% in 50 anni)	$a_{g,max}$
1	$0,25 < a_g \leq 0,35$ g	0,35 g
2	$0,15 < a_g \leq 0,25$ g	0,25 g
3	$0,05 < a_g \leq 0,15$ g	0,15 g
4	$a_g \leq 0,05$ g	0,05 g

L'analisi delle tematiche geologiche e geologico-tecniche attinenti agli interventi da realizzare ha permesso di ottenere un attendibile modello geologico-tecnico dei terreni interessati dalle opere, nonché della classificazione sismica locale, utili alla successiva progettazione e calcolo ingegneristico delle opere previste. Per l'area in cui ricade il progetto le osservazioni e le indagini svolte hanno condotto ad una modellazione litostratigrafica del sottosuolo, illustrata nella sezione stratigrafica allegata, costituita da due orizzonti:

La litologia può essere riassunta come segue:

- da 0 a 9,00- 16,4 metri dal p.c.

Terreno di riporto

Limo sabbioso argilloso con clasti ghiaiosi e frammenti di laterizi anche centimetrici . Lo spessore varia tra i 09,0 metri del DPSH3 ai 16,40 del DPSH1.

I parametri geo meccanici di riferimento possono essere i seguenti:

$\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$ (peso di volume)

$\phi = 27^\circ - 29^\circ$ (angolo di attrito effettivo)

$E_d = 22 - 34,6 \text{ Kg/cm}^2$ (Modulo Edometrico)

- **da 9,00- 16,4 metri dal p.c fino a fine prova:**

Formazione dello Shlier

La formazione è costituita da alternanze di marne, marne calcaree, marne argillose grigie e, subordinatamente, di calcari marnosi biancastri, talora finemente detritici. Gli strati sono in genere medio sottili e spesso obliterati da un diffuso clivaggio I parametri geomeccanici di riferimento possono essere i seguenti :

$\gamma = 2,3 - 2,5 \text{ t/m}^3$ (peso di volume)

$\phi = 33^\circ - 39^\circ$ (angolo di attrito effettivo)

$C_u = 5.4 \text{ Kg/m}^2$ (coesione non drenata)

$E_d = 179 - 192 \text{ Kg/cm}^2$ (Modulo Edometrico)

VERIFICHE GEOTECNICHE

Per il calcolo della capacità portante dei terreni di fondazione è stata utilizzata la relazione di Meyerhof (1951, 1963), per le piastre di base con carico verticale, che riprende la formulazione di Terzaghi opportunamente modificata mediante l'introduzione di coefficienti correttivi dipendenti dalla forma, profondità ed inclinazione della fondazione.

COMBINAZIONI DI CALCOLO E VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

In accordo con quanto stabilito dal D.M. 17/01/2018, per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

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

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

ovvero

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

con $\gamma_E = \gamma_F$, e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_{k_i}$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto. L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come $E_d = E_k \times \gamma_E$.

Nella formulazione della resistenza R_d , compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema. La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi. Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche. Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico delle fondazioni (GEO), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni. L'analisi può essere condotta:

- con l'**approccio 1** attraverso la **Combinazione 2 (A2+M2+R2)**, nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti del gruppo M2 e la resistenza globale del sistema tramite i coefficienti γ_R del gruppo R2. Nell'uso di questa combinazione, le azioni di progetto in fondazione derivano da analisi strutturali che devono essere svolte impiegando i coefficienti parziali del gruppo A2;
- con l'**approccio 2** attraverso la **Combinazione unica (A1+M1+R3)**, nella quale i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo R3. Tali coefficienti si applicano solo alla resistenza globale del terreno, che è costituita, a seconda dello stato limite considerato, dalla forza normale alla fondazione che produce il collasso per carico limite, o dalla forza parallela al piano di scorrimento della fondazione che ne produce il collasso per scorrimento.

La verifica agli stati limite ultimi (SLU) sarà effettuata tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I di cui al D.M. 17/01/2018,

VERIFICA AL COLLASSO PER CARICO LIMITE PER IL SISTEMA TERRENO-FONDAZIONE

REGOLA DI MEYERHOF

$$e_b = \frac{M_b}{V} \quad e_l = \frac{M_l}{V}$$

Superficie d'impronta ridotta

$$B^* = B - e_b \quad L^* = L - e_l$$

ALTEZZA DELLA CURVA DI SCORRIMENTO

$$H_{scor} = \frac{B^*}{2} \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

Se la falda intercetta la curva di scorrimento, si fa l'ipotesi che il pelo libero sia situato sul piano campagna, viceversa si esegue l'analisi in assenza di falda.

CONDIZIONI DRENATE

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B^* N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma \Psi_\gamma z_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c b_c \Psi_c z_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q \Psi_q z_q \quad (\text{Brinch-Hansen 1970})$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan(\varphi') \quad (\text{Vesic 1973}) \quad N_\gamma = 1,5(N_q - 1) \tan(\varphi') \quad (\text{Hansen 1970}) \quad N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1,4\varphi') \quad (\text{Meyerhof 1963})$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot(\varphi')$$

$$N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) e^{\pi \tan(\varphi')}$$

CONDIZIONI NON DRENATE

$$q_{lim} = c_u N_{c,0} s_{c,0} d_{c,0} i_{c,0} b_{c,0} z_{c,0} + q \quad (\text{Brinch-Hansen 1970})$$

$$N_{\gamma,0} = 1$$

$$N_{q,0} = 1$$

$$N_{c,0} = 5,14$$

COEFFICIENTI RIDUTTIVI

Forma della fondazione	s_c	s_q	s_γ
Rettangolare	$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \phi$	$1 - 0,4 \cdot \frac{B'}{L'}$
Circolare o quadrata	$1 + \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \tan \phi$	0,6

Coefficienti di forma.
Secondo De Beer

Valore di ϕ	d_c	d_q	d_γ
$\phi = 0$ argilla satura in condizioni non drenate	$\frac{D}{B'} \leq 1 \quad 1 + 0,4 \cdot \frac{D}{B'}$ $\frac{D}{B'} > 1 \quad 1 + 0,4 \cdot \arctan\left(\frac{D}{B'}\right)$	1	1
$\phi > 0$ sabbia e argilla in condizioni drenate	$d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$\frac{D}{B'} \leq 1 \quad 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot \frac{D}{B'}$ $\frac{D}{B'} > 1 \quad 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot \arctan\left(\frac{D}{B'}\right)$	1

Coefficienti di profondità.
Secondo Brich-Hansen, 1970; Vesic, 1973

Terreno	i_c	i_q	i_γ
$\phi = 0$ argilla satura in condizioni non drenate	$1 - \frac{m \cdot H}{B' \cdot L' \cdot c_u \cdot N_c}$	1	1
$c > 0, \phi > 0$ argilla in condizioni drenate	$i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$\left[1 - \frac{H}{V + B' \cdot L' \cdot c' \cdot \cot g \phi'}\right]^{m+1}$	$\left[1 - \frac{H}{V + B' \cdot L' \cdot c' \cdot \cot g \phi'}\right]^{m+1}$
$c = 0$ sabbia	-	$\left(1 - \frac{H}{V}\right)^m$	$\left(1 - \frac{H}{V}\right)^{m+1}$
$m = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta$	$m_B = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$	$m_L = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}}$	θ è l'angolo fra la direzione del carico proiettata sul piano di fondazione e la direzione di L

Coefficienti di inclinazione del carico.
Secondo Vesic, 1973

b_c	b_q	b_γ
$b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$(1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$	$(1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$

Coefficiente di inclinazione del piano campagna.
Secondo Brich-Hansen, 1970

g_c	g_q	g_γ
$g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$(1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$	$\frac{g_q}{\cos \omega}$

Coefficiente di inclinazione del piano di posa.
Secondo Brich-Hansen, 1970

COEFFICIENTI RIDUTTIVI PER PUNZONAMENTO

$$\Psi_{\gamma} = e^{\left(0,6 \frac{B^*}{L^*} - 4,4\right) \cdot \tan(\varphi')} + \frac{[3,07 \sin(\varphi') \cdot \log(2 I_r)]}{[1 + \sin(\varphi')]}$$

$$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_q \tan(\varphi')}$$

$$\Psi_q = \Psi_{\gamma}$$

$$I_r = \frac{E[2(1 + \nu)]}{c' + \sigma'_{v,medio} \tan(\varphi')}$$

$$I_{r,crit} = \frac{1}{2 \tan(\varphi')} e^{\left(3,3 - 0,45 \frac{B^*}{L^*}\right)}$$

COEFFICIENTI RIDUTTIVI PER EFFETTI CINEMATICI

Secondo la teoria di Paolucci e Pecker (1997)

$$z_{\gamma} = \left[1 - \frac{k_h}{\tan(\varphi')}\right]^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 k_h$$

$$z_q = z_{\gamma}$$

$$T_{sismico} = V \cdot k_h$$

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**CONDIZIONI DRENATE**

$$F_s = c' B^* L^* + V_{(fav)} \tan(\varphi') + K_p \sigma'_v \gamma_{medio} B \frac{(D - 0,3)^2}{2}$$

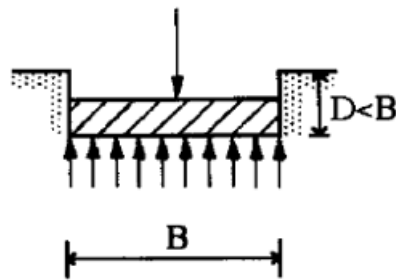
$$K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right)$$

CONDIZIONI NON DRENATE

$$F_s = c_u B^* L^* + \sigma'_v \gamma_{medio} B \frac{(D - 0,3)^2}{2}$$

2.DATI FONDAZIONE

2.1 Geometria fondazione



Lato corto

B 1,00 m

Lato lungo

L 1,00 m

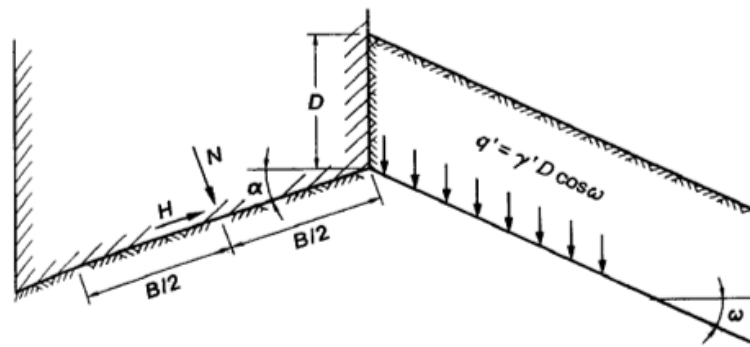
Altezza del fondazione

H 0,40 m

Affondamento della zattera, misurato rispetto al piano di posa

D 0,20 m

2.2 Geometria terreno e piano di posa



Inclinazione piano posa

α 0,00 °

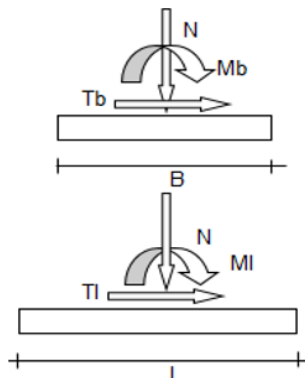
Inclinazione piano campagna

ω 0,00 °

2.3 Sollecitazioni

Inserire solamente sollecitazioni derivanti dall'analisi statica, la verifica sismica verrà eseguita attraverso un approccio pseudo statico secondo le formulazioni di Paolucci e Pecker.

Il peso proprio della fondazione viene inserito di default in questa sezione, perché deve essere moltiplicato per il coefficiente amplificativo.



- Forza normale alla base
- Forza parallela al lato lungo
- Forza parallela al lato corto
- Momento che arrotola attorno al lato corto
- Momento che arrotola attorno al lato lungo

CARICHI STATICI			
	Gk1	Gk2	Qk
V	5,3 kN	0,0 kN	20,0 kN
Hl	D	0,0 kN	0,0 kN
Hb	0,0 kN	0,0 kN	0,0 kN
Mb	0,0 kN	0,0 kN	0,0 kN
MI	0,0 kN	0,0 kN	0,0 kN

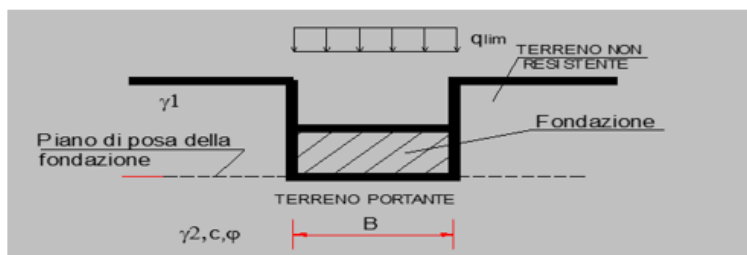
3 GEOTECNICA

3.1 Falda

- Attiva la falda:
- Quota della falda dal piano campagna
- Peso specifico acqua

Hfalda	no
	3,00 m
γw	10,0 kN/m ³

3.2 Parametri geotecnici



Sabbia e ghiaia compatta

- Densità relativa
- Modulo elastico
- Modulo edometrico
- Coefficiente di Poisson
- Costante di Winkler

Dr	0,7-1
E	107100 kPa
M	91427 kPa
v	0,3
Kw	106 N/cm ³

Angolo di attrito	φ'	28,00 °
Coesione	c'	1,50 kPa
Resistenza a taglio non drenata	c_u	1,00 kPa
Peso specifico del terreno sopra la zattera dal lato di valle	$\gamma_{f,sopra}$	18,00 kN/m ³
Peso specifico del terreno sotto il piano di posa.	$\gamma_{f,sotto}$	18,00 kN/m ³
Vuoi utilizzare valori unitari del coefficiente ?	s	no
Vuoi utilizzare valori unitari del coefficiente ?	d	no

6 SELEZIONE DELLA COMBINAZIONE

Approccio e combinazione utilizzata:

APPROCCIO 2 --- Combinazione (A1+M1+R3)

Condizione di verifica:

SISMICA

Si esegue analisi sismica pseudo-statica Secondo la teoria di Paolucci e Pecker (1997)

AZIONI	A	
γ_{G1}	1,00	0,90
γ_{G2}	1,00	0,80
γ_{Qk}	1,00	0,00

GEOTECNICA	M
$Tan(\varphi')_{,k}$	1,00
$c'_{,k}$	1,00
$c_{u,k}$	1,00
$\gamma_{,k}$	1,00

RESISTENZE	R
capacità portante	2,30
scorrimento	1,10

VERIFICA AL COLLASSO PER CARICO LIMITE PER IL SISTEMA TERRENO-FONDAZIONE

CONDIZIONI DRENATE

1 COMBINAZIONE DI CALCOLO E PARAMETRI SISMICI

Condizione di verifica: APPROCCIO 2 --- Combinazione (A1+M1+R3)

Secondo la combinazione: SISMICA

AZIONI	A
γ_{G1}	1,00
γ_{G2}	1,00
γ_{Qk}	1,00

GEOTECNICA	M
$Tan(\varphi')_{,k}$	1,00
$c'_{,k}$	1,00
$cu_{,k}$	1,00
$\gamma_{,k}$	1,00

RESISTENZE	R
capacità portante	2,30
scorrimento	1,10

Accelerazione massima su suolo rigido
 Coefficiente di amplificazione spettrale
 Periodo di inizio tratto a velocità costante
 Categoria di sottosuolo
 Categoria topografica
 Coefficiente di riduzione dell'accelerazione
 Coefficiente sismico orizzontale
 Coefficiente sismico verticale

a_g	1,960 m/s ²
F_0	2,472
T_c^*	0,302 s
	B
	T1
β_m	0,380
K_h	0,091
K_v	0,046

2 DATI DI PROGETTO

angolo di attrito
 coesione
 P.S. terreno sopra il piano di posa.
 P.S. terreno sotto il piano di posa.
 P.S. terreno sopra il piano di posa.
 P.S. terreno sotto il piano di posa.
 inclinazione piano campagna
 Profondità della curva di scorrimento

$\varphi'_{,d}$	28,00 °
$c'_{,d}$	1,50 kPa
$\gamma'_{f,sopra,d}$	18,0 kN/m ³
$\gamma'_{f,sotto,d}$	18,0 kN/m ³
$\gamma'_{f,medio}$	18,0 kN/m ³
α	0,00 °
ω	0,00 °
H _{scor.}	1,45 m

Base
 Lunghezza
 Base ridotta
 Lung. Ridotta
 Altezza zattera
 Affondamento
 Altezza magrone

B	1,00 m
L	1,00 m
B*	0,93 m
L*	0,93 m
H	0,40 m
D	0,20 m
Hm	0,10 m

Carico verticale
 Carico Orizzontale
 Momento Sollecitante b
 Momento Sollecitante l

V_{,d}	37,7 kN
H_{,d}	3,4 kN
Mb_{,d}	1,4 kNm
MI_{,d}	1,4 kNm

Taglio Sismico

H_{,s}	3,4 kN
-----------------------	--------

3 FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE

N_y	16,72	Secondo Vesic, 1973
N_c	25,80	Secondo Vesic (1970)
N_q	14,72	Secondo Prandtl (1921)

4 COEFFICIENTI CORRETTIVI

Coefficienti di forma	
S_y	0,600
S_c	1,570
S_q	1,532

Coefficienti di profondità	
d_y	1,000
d_c	1,069
d_q	1,065

Coefficienti di inclinazione del carico	
i_y	0,799
i_c	0,865
i_q	0,874
m_b	1,500
m_l	1,500
m	1,500
θ	45,00 °

Coefficienti di inclinazione del piano campagna	
b_y	1,000
b_c	1,000
b_q	1,000

Coefficienti di inclinazione del piano di posa della fondazione	
g_y	1,000
g_c	1,000
g_q	1,000

Coefficienti che tengono conto della rottura per nonuniformamento	
ψ_y	1,000
ψ_c	1,000
ψ_q	1,000

Coefficienti Paolucci e Pecker (1997)	
z_y	0,936
z_c	0,971
z_q	0,936

5 REGOLA DI MEYERHOF

e _b	0,04 m
B*	0,93 m

e _L	0,04 m
L*	0,93 m

6 CARICO LIMITE

q _{lim}	188,0	[kN/m ²]
------------------	-------	----------------------

Q _{lim}	161,6	[kN]
------------------	-------	------

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} \Psi_{\gamma z_{\gamma}} + c' N_c s_c d_c i_c b_c \Psi_c z_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q \Psi_q z_q$$

↑
↑
↑

contributo contributo contributo
 forze di **attrito** forze di **coesione** **sovraccarico**

7 VERIFICA CAPACITA' PORTANTE

(ROTTURA GENERALE)

E _d	37,7	[kN]	E_d ≤ R_d	verificato
R _d	70,2	[kN]		
1,86				
e _d	43,9	[kPa]		
r _d	81,7	[kPa]		

8 VERIFICA A SCORRIMENTO

E _d	3,4	[kN]	E_d ≤ R_d	verificato
R _d	3,5	[kN]		
1,01				

Vuoi definire l'angolo di attrito? δ_k δ_d

Vuoi trascurare la spinta passiva nella verifica a scorrimento?

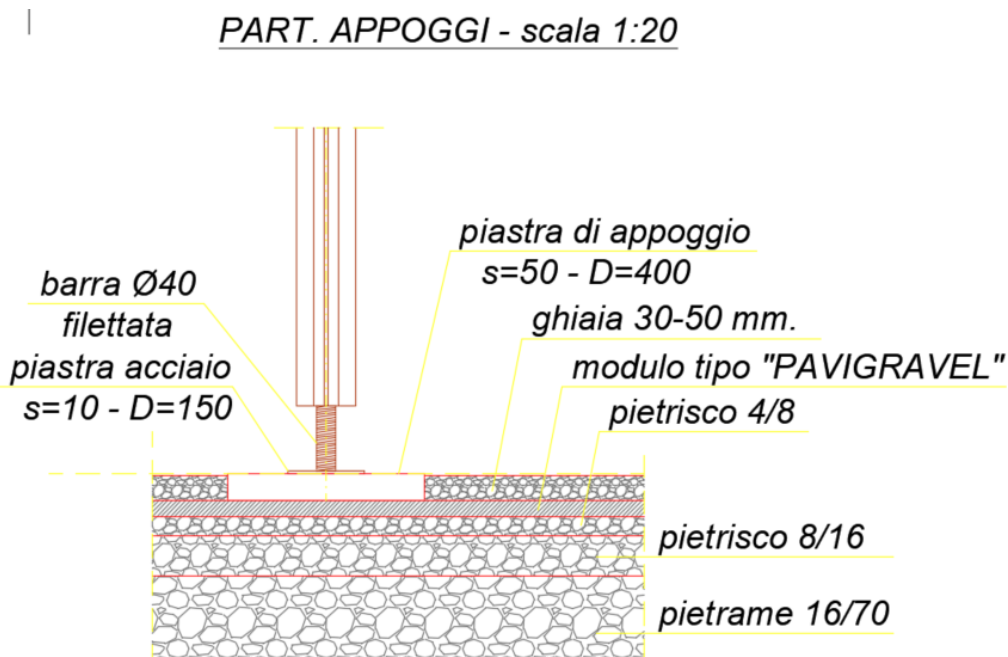
Altezza del cuneo di spinta passiva 0,00 m

La resistenza laterale della fondazione, allo scorrimento viene trascurata

VERIFICHE DELLE PIASTRE DI APPOGGIO DELLA PASSERELLA.

Le piastre di appoggio della passerella sono costituite da un piatto in acciaio di diametro 150 mm e spessore 10 mm che a sua volta appoggerà su una piastra di appoggio dello spessore di 50 mm e diametro 400 mm su dei moduli Pavigravel su pietrisco 4/8 e 8/16 mm.

Si riporta per maggiore chiarezza lo schema dell'appoggio.



La massima sollecitazione di compressione sulla passerella è pari a 3925 kg.

REAZIONI VINCOLARI COMBINAZIONE 1- S.L.V.						
Nodo 3D	Fx (t)	Fy (t)	Fz (t)	Mx (t*m)	My (t*m)	Mz (t*m)
1	0,005	-0,001	1,841			
3	0,014	-0,005	2,992			
5	0,000	-0,005	2,931			
7	0,000	-0,006	1,839			
9	0,001	0,009	2,388			
11	-0,026	0,011	2,583			
13	-0,013	0,020	0,673			
15	-0,020	0,011	0,665			
17	-0,042	-0,037	0,966			
19	0,004	0,035	3,925			
86	0,177	-0,096	0,853			
88	0,195	-0,043	0,850			
90	-0,169	0,025	2,065			
91	-0,126	0,083	2,124			

Area efficace della piastra di base	$A_{c,eff}$	17671 [mm ²]	$A_{c,eff} = \pi (d_{b,eff,ext}^2 + d_{b,eff,int}^2) / 4$
Resistenza a pura compressione			
Area efficace della piastra di base	$A_{c,eff}$	17671 [mm ²]	$A_{c,eff} = \pi (d_{b,eff,ext}^2 + d_{b,eff,int}^2) / 4$
Resistenza a pura compressione	$N_{c,Rd}$	353 [kN]	$N_{c,Rd} = A_{c,eff} f_{jd}$

Essendo 39,25 kN < di 353 kN la verifica risulta soddisfatta.