



ADEGUAMENTO SISMICO PALESTRA SCUOLA "DON MILANI" DI PAPIGNO



PROGETTO ESECUTIVO

GRUPPO DI LAVORO

Responsabile Unico del Procedimento
Ing. Marcello BOCCIO

PROGETTISTA

Arch. Piero GIORGINI

COLLABORATORI

Ing. Matteo BONGARZONE (Strutture)
Geom. Giuseppe SEVERONI (CSP/CSE)

ELABORATO	OGGETTO	R.U.P.
C	RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE	Ing. Marcello BOCCIO
		data
		agosto 2020

RELAZIONE TECNICO - ILLUSTRATIVA

Il presente intervento ha per oggetto l'adeguamento sismico dell'edificio palestra del plesso scolastico "Don Milani" di Papigno (TR), censito nel vigente Catasto Fabbricati del Comune di Terni al Foglio 160 particella 117.

Il fabbricato, di proprietà del Comune di Terni, è stato costruito nei primi anni del '900 e risulta costituito da un unico piano fuori terra e realizzato con struttura portante in muratura (Muratura in pietra a spacco di buona tessitura) e copertura caratterizzata da solaio di plafone in acciaio e laterizio e tetto a doppia falda con capriate lignee, travi di legno, terzere, sovrastanti vergoli e manto di copertura.

Le strutture di fondazione risultano realizzate in muratura, hanno dimensioni pari a 75x75cm e sono caratterizzate da quota di imposta attestantesi a -1,50m dal piano di campagna.

Lo Stato di Fatto

Il rilievo dello stato attuale ha evidenziato come a causa delle sollecitazioni sismiche si siano sviluppate delle azioni taglianti nel piano delle pareti murarie, confermate dalla presenza di alcune lesioni con giacitura diagonale. Si sono riscontrate inoltre fessure in corrispondenza delle intersezioni tra pareti ortogonali che evidenziano lo scarso ammorsamento tra alcuni apparecchi murari. Le pareti interne mostrano lesioni diagonali imputabili alle sollecitazioni taglianti causate dall'evento sismico. Sul fabbricato si sono inoltre osservate lesioni di schiacciamento riconducibili ai carichi amplificati dalla componente verticale del sisma. Le strutture di copertura con capriate lignee hanno evidenziato segni di deterioramento e la presenza di alcune spaccature.

Dall'analisi dell'evoluzione del danno per la configurazione allo Stato di Fatto si è riscontrato che le maggiori vulnerabilità della struttura riguardano il comportamento della stessa in direzione y (pareti in direzione parallela ai lati corti della costruzione). I valori degli indicatori di rischio per i diversi Stati Limite considerati calcolati nell'analisi pushover dello stato attuale sono riportati nella tabella seguente:

Minimi indicatori di rischio per la struttura	IR,PGA Attuale
Stato limite di salvaguardia della vita: Minimo indicatore in termini di PGA	0,712
Stato limite di danno: Minimo indicatore in termini di PGA	0,412
Stato limite di operatività:	0,337

Minimo indicatore in termini di PGA	
Stato limite di collasso: Minimo indicatore in termini di PGA	0,778

Lo Stato di Progetto

Il progetto di adeguamento sismico dell'edificio palestra prevede i seguenti interventi strutturali, oltre alle opere di finitura connesse con gli stessi:

- 1) Realizzazione di cordolo di sottofondazione in C.A. funzionale all'ispessimento murario di n.2 maschi murari delle strutture in elevazione;
- 2) Realizzazione di soletta in C.A. collegata alle strutture murarie perimetrali mediante connettori di parete e perimetrata lateralmente con apposito profilo in acciaio;
- 3) Ispessimento murario mediante muratura di mattoni pieni ad una testa di n.2 maschi murari corrispondenti al lato corto dell'edificio;
- 4) Realizzazione di intonaco armato sui tre maschi murari corrispondenti al lato corto del fabbricato;
- 5) Consolidamento del solaio di plafone mediante soletta in C.A. collegata alle strutture portanti orizzontali (profilo NP 160) mediante connettori a piolo in acciaio zincato;
- 6) Rifacimento della copertura mediante nuova struttura in legno.

Per il calcolo dell'intervento progettato sono state effettuate le seguenti analisi:

- Analisi statica non lineare (pushover) nei due distinti stati ante-operam e post-operam, finalizzata alla verifica dell'incremento del rapporto di capacità-domanda per interventi di adeguamento sismico di edifici esistenti;
- Analisi dinamica modale nei due distinti stati ante-operam e post-operam finalizzata alle verifiche geotecniche delle strutture di fondazione, alle verifiche sismiche fuori dal piano e alla verifica dei meccanismi locali di ribaltamento dei maschi murari. Con la stessa analisi sono state quindi verificate le aste in legno delle nuove capriate di copertura;
- Analisi di verifica locale dei nuovi arcarecci in legno e del solaio di plafone consolidato.

Per l'effettuazione delle suddette analisi e delle relative verifiche, sulla base del livello di conoscenza dell'edificio (LC1) è stato applicato alle caratteristiche dei materiali delle strutture esistenti il fattore di confidenza $FC=1,35$.

Dall'analisi dell'evoluzione del danno per la configurazione allo Stato di Progetto e dal confronto con i risultati relativi allo Stato di Fatto, si è riscontrato che gli interventi comportano un miglioramento della risposta sismica della struttura, nei confronti della robustezza e della capacità dissipativa della stessa.

I valori degli indicatori di rischio per i diversi Stati Limite considerati calcolati nell'analisi pushover dello Stato di Progetto sono riportati nella tabella seguente:

Minimi indicatori di rischio per la struttura	IR,PGA Attuale
Stato limite di salvaguardia della vita: Minimo indicatore in termini di PGA	1,341
Stato limite di danno: Minimo indicatore in termini di PGA	1,502
Stato limite di operatività: Minimo indicatore in termini di PGA	1,148
Stato limite di collasso: Minimo indicatore in termini di PGA	1,121

Per una migliore lettura dell'intervento si rimanda agli allegati elaborati grafici.

NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO:

- **Decreto Ministero Infrastrutture e Trasporti 17 gennaio 2018** - Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni";
- **Circolare Ministero Infrastrutture e Trasporti 21 Gennaio 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 gennaio 2018.

VITA NOMINALE E CLASSE D'USO:

La "vita nominale" di un'opera V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I del D.M. 17/01/18. La costruzione rientra nel **Tipo 2** "Costruzioni con livelli di prestazioni ordinarie" per le quali è prevista una vita nominale $V_N \geq 50$ anni.

Il D.M. 17/01/18 suddivide inoltre le costruzioni in classi d'uso, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso.

La costruzione appartiene pertanto alla **Classe III**: *“Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi [...]”*.

DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI BASE DEL SITO

Nel caso in esame la costruzione è sita nel Comune di Terni le cui caratteristiche principali sono riportate nel seguito.

Localizzazione della struttura

Comune:	Terni
Provincia:	Terni
Regione:	Umbria
Zona sismica:	2
Latitudine (coord. ED50):	42,5544
Longitudine (coord. ED50):	12,6832
Altitudine (s.l.m.)	212,82 m

Tipo di costruzione: 2 → Vita Nominale $VN \geq 50$ anni

Classe di uso: III → Coefficiente di uso $C_u = 1,50$

Periodo di riferimento per l'azione sismica: $VR = VN \cdot C_u = 75$ anni

Categoria di suolo: B

Categoria topografica: T1

Il calcolo dell'azione sismica è stato svolto per via automatica, mediante risoluzione di modelli numerici tridimensionali agli elementi finiti attraverso l'utilizzo del software Sismicad della Concrete srl.

Terni, 29 aprile 2020

IL PROGETTISTA

(Arch. Piero GIORGINI)

RELAZIONE SUI MATERIALI

Conglomerato cementizio (conforme al D.M. 17/01/2018)

Calcestruzzi a prestazione garantita in accordo alla UNI EN 206-1:2006

		(UNI 11104-prosp.1)	(UNI 11104-prosp. 4)							
Tipo	Campi di impiego	Classi esposizione ambientale	Classe resistenza C (X/Y)	Rapporto a/c max	Contenuto minimo di cemento kg/m ³	Contenuto di aria (solo per classi XF2, XF3 e XF4)	D _{MAX} mm	Classe di consistenza al getto	Tipo di cemento - solo se necessario	Copriferro nominale minimo
1	Magri do fondazione	X0	C(12/15)	-	-	-	-	-	-	-
2	Opere di fondazione	XC2	C(25/30)	0.60	300	-	32	S4	T425	35mm
3	Opere in elevazione	XC1	C(25/30)	0.60	300	-	32	S4	T425	25mm

Acciaio per armature C.A. (conforme al D.M. 17/01/2018)

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento f_y	≥ 450 MPa
Limite di rottura f_t	≥ 540 MPa
Allungamento totale al carico massimo A_{gt}	$\geq 7,5\%$
Rapporto f_t/f_y	$1,15 \leq R_m/R_c \leq 1,35$
Rapporto f_y misurato / f_y nom	$\leq 1,25$

Legno Lamellare (conforme al D.M. 17/01/2018)

Descr.	Eo,g,mean (GPa)	Gg,mean (GPa)	fm,g,k (MPa)	ft,0,g,k (MPa)	ft,90,g,k (MPa)	fc,0,g,k (MPa)	fc,90,g,k (MPa)	fv,g,k (MPa)
Lamellare GL24c	11,6	0,59	24	14	0,35	21	2,4	2,2

Acciaio laminato (conforme al D.M. 17/01/2018)

Tipo	S275 UNI EN 10025-2
Limite di snervamento f_y	275 N/mm ²
Limite di rottura f_t	430 N/mm ²

Terni, 29 aprile 2020

IL PROGETTISTA
(Arch. Piero GIORGINI)

ANALISI DEI CARICHI

- **CARICO DA NEVE:**

Il carico da neve sulla copertura è valutato in accordo con quanto previsto dalle norme tecniche relative al paragrafo 3.4. "Azioni della neve" del D.M. 17/01/2018 e relative istruzioni:

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

Papigno (TR), Zona III, $a_s = 227$ mt.

$$q_{sk} = 0,51 \times [1 + (a_s/481)^2] = 0,62 \text{ kN/m}^2 = 62 \text{ kg/m}^2$$

si assumono $\mu_i = 0,80$; C_E , C_t unitari quindi risulta:

$$q_s = 50 \text{ kg/m}^2$$

- **CARICHI PERMANENTI E VARIABILI (Stato di Fatto):**

SOLAIO IN PUTRELLE E TAVELLONI DI PLAFONE

G1:	p.p. travi NP160/80	21,00	kg/m ²
	tavelloni	35,00	kg/m ²
	soletta in c.a. 2500x0,04	100,00	kg/m ²
	Totale G1:	156,00	kg/m²
G2:	intonaco	30,00	kg/m ²
	Totale G2:	30,00	kg/m²
	Tot. Permanenti (G1+G2):	186,00	kg/m²
Q:	Accidentale	50,00	kg/m ²
	Sommano G1+G2+Q:	236,00	kg/m²

SOLAIO LIGNEO DI COPERTURA

G1:	p.p. strutt. Capriate Lignee	15,00	kg/m ²
	travi in legno	60,00	kg/m ²
	terzere	15,00	kg/m ²
	vergoli	10,00	kg/m ²
	Totale G1:	100,00	kg/m²
G2:	tegole	80,00	kg/m ²
	Totale G2:	80,00	kg/m²
	Tot. Permanenti (G1+G2):	180,00	kg/m²
Q:	Accidentale (neve)	50,00	kg/m ²
	Sommano G1+G2+Q:	230,00	kg/m²

- **CARICHI PERMANENTI E VARIABILI (Stato di Progetto):**

SOLAIO IN PUTRELLE E TAVELLONI DI PLAFONE

G1:	p.p. travi NP160/80	21,00	kg/m ²
	tavelloni	35,00	kg/m ²
	soletta in c.a. 2500x0,04	100,00	kg/m ²
	isolante in EPS	2,40	kg/m ²
	caldana in cls. 2000x0,05	100,00	kg/m ²
	rete els diam.6/20x20 + connettori	1,60	kg/m ²
	Totale G1:	260,00	kg/m²
G2:	intonaco	30,00	kg/m ²
	Totale G2:	30,00	kg/m²
	Tot. Permanenti (G1+G2):	290,00	kg/m²
Q:	Accidentale	50,00	kg/m ²
	Sommano G1+G2+Q:	340,00	kg/m²

SOLAIO LIGNEO DI COPERTURA

G1:	p.p. strutt. Capriate Lignee in L.L.	10,00	kg/m ²
	arcarecci	16,00	kg/m ²
	pannelli sandwich	20,00	kg/m ²
	isolante in rotoli con guaina	4,00	kg/m ²
	Totale G1:	50,00	kg/m²
G2:	tegole	70,00	kg/m ²
	Totale G2:	70,00	kg/m²
	Tot. Permanenti (G1+G2):	120,00	kg/m²
Q:	Accidentale (neve)	50,00	kg/m ²
	Sommano G1+G2+Q:	170,00	kg/m²

Terni, 29 aprile 2020

IL PROGETTISTA
(Arch. Piero GIORGINI)

RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

Le scelte progettuali si basano sulle indicazioni geologiche fornite dal Geologo Dott. Luca Latella nella “Relazione Geologico Tecnica” in base alle indagini svolte sull’area della costruzione in oggetto.

La successione stratigrafica indicata nella suddetta relazione risulta essere la seguente:

Terreno di riporto: presente a partire dal piano campagna sino alla profondità di circa – 1,30 metri e caratterizzato dai seguenti parametri tecnici:

γ_n (densità naturale): 1,90 t/m³
 ϕ_r (angolo di attrito): 22°
 c' (coesione): 0,00 Kg/cm²
 C_u (coesione non drenata): 0,15 Kg/cm²
 K (Coefficiente di sottofondo): 1,00 Kg/cm³

Limi sabbiosi addensati: presenti a partire dalla quota – 1,30 metri a – 4.40 metri di profondità, caratterizzati dai seguenti parametri tecnici:

γ_n (densità naturale): 2,20 t/m³
 ϕ_r (angolo di attrito): 38°
 c' (coesione): 0,00 Kg/cm²
 C_u (coesione non drenata): 0,00 Kg/cm²
 K (Coefficiente di sottofondo): 15,00 Kg/cm³

Limi sabbiosi di natura travertinosa addensati: presenti a partire dalla quota – 4.40 metri a – 10.00 metri di profondità, caratterizzati dai seguenti parametri tecnici:

γ_n (densità naturale): 2,30 t/m³
 ϕ_r (angolo di attrito): 44.00°
 c' (coesione): 0,00 Kg/cm²
 C_u (coesione non drenata): 0,00 Kg/cm²
 K (Coefficiente di sottofondo): 15,00 Kg/cm³

Il terreno di fondazione del fabbricato risulta coincidere con i **Limi sabbiosi addensati** ad una quota di -1,50 m dal piano campagna.

La **categoria topografica** è la **T1** “*Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$* ”.

Dal punto di vista della classificazione del suolo ai fini della determinazione dello spettro risposta in accordo alle NTC 2018, l’analisi sismica a rifrazione MASW condotta nell’area in esame ha permesso di classificare la **categoria di sottosuolo** come **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*”.

La **falda** risulta essere presente ad una profondità tale (> 10 m) da non interferire con le fondazioni, di tipo superficiale.

Le strutture di fondazione risultano realizzate in muratura, hanno dimensioni pari a 75x75cm e sono caratterizzate da quota di imposta attestantesi a -1,50 m dal piano di campagna.

Nell'allegata relazione di calcolo sono riportate le verifiche geotecniche delle strutture di fondazione.

Di seguito vengono riportati i metodi di modellazione e verifica utilizzati.

Modellazione del sottosuolo e metodi di analisi e di verifica

Modellazione del sottosuolo e metodi di analisi e di verifica: contiene la descrizione del modello di calcolo adottato per il suolo, con i relativi parametri di modellazione; sono indicati anche gli eventuali metodi adottati per ricavare i parametri di modellazione ed i metodi e le condizioni con cui sono condotte le verifiche geotecniche.

Modello di fondazione

Le travi di fondazione sono modellate tramite uno specifico elemento finito che gestisce il suolo elastico alla Winkler. Le fondazioni a plinto superficiale sono modellate con un numero elevato di molle verticali elastiche agenti su nodi collegati rigidamente al nodo centrale. Le fondazioni a platea sono modellate con l'inserimento di molle verticali elastiche agenti nei nodi delle mesh.

Il palo di fondazione è stato modellato tramite il frazionamento in più aste verticali. Nei nodi di suddivisione vengono posizionate molle assialsimmetriche elastiche denominate FLAT, che riproducono l'interazione con il terreno lungo la superficie laterale del palo. L'elemento finito denominato FLAT possiede 3 gradi di libertà, ovvero spostamento lungo l'asse del palo (verticale), spostamento planare (orizzontale), rotazione attorno all'asse (torcente). Il comportamento elastico degli elementi FLAT è dato dalle costanti elastiche orizzontali, verticali e rotazionali. Esse sono calcolate a partire dalle costanti elastiche orizzontali e verticali caratteristiche di ogni strato di terreno che compone la stratigrafia nella quale il palo è immerso. In punta al palo, in aggiunta all'elemento FLAT, viene inserita una molla elastica verticale le cui caratteristiche sono ricavate dai dati di input del palo o dalla stratigrafia.

Verifica di scorrimento

La verifica di scorrimento della fondazione superficiale viene eseguita considerando le caratteristiche del terreno immediatamente sottostante al piano di posa della fondazione, ricavato in base alla stratigrafia associata all'elemento, e trascurando, a favore di sicurezza, l'eventuale spinta passiva laterale.

Qualora l'elemento in verifica sia formato da parti non omogenee tra loro, ad esempio una travata in cui le singole travi di fondazione siano associate ad un differente sondaggio, verranno condotte verifiche geotecniche distinte sui singoli tratti.

Lo scorrimento di una fondazione avviene nel momento in cui le componenti delle forze parallele al piano di contatto tra fondazione e terreno vincono l'attrito e la coesione terreno-fondazione e, qualora fosse presente, la spinta passiva laterale.

Il coefficiente di sicurezza a scorrimento si ottiene dal rapporto tra le forze stabilizzanti di progetto (R_d) e quelle instabilizzanti (E_d):

$$R_d = (N \cdot \tan(\varphi) + c_a \cdot B \cdot L + \alpha \cdot S_p) / \gamma_{Rs}$$

$$|E_d = \sqrt{T_x^2 + T_y^2}$$

dove:

N = risultante delle forze normali al piano di scorrimento;

T_x, T_y = componenti delle forze tangenziali al piano di scorrimento;

$\tan(\varphi)$ = coefficiente di attrito terreno-fondazione;

c_a = aderenza alla base, pari alla coesione del terreno di fondazione o ad una sua frazione;

B, L = dimensioni della fondazione;

α = fattore di riduzione della spinta passiva;

S_p = spinta passiva dell'eventuale terreno laterale;

γ_{rs} = fattore di sicurezza parziale per lo scorrimento;

Le normative prevedono che il fattore di sicurezza a scorrimento $FS=R_d/E_d$ sia non minore di un prefissato limite.

Verifica di capacità portante

La verifica di capacità portante della fondazione superficiale viene eseguita mediante formulazioni di letteratura geotecnica considerando le caratteristiche dei terreni sottostanti al piano di posa della fondazione, ricavati in base alla

stratigrafia associata all'elemento.

Qualora l'elemento in verifica sia formato da parti non omogenee tra loro, ad esempio una travata in cui le singole travi di fondazione siano associate ad un differente sondaggio, verranno condotte verifiche geotecniche distinte sui singoli tratti.

La verifica viene fatta raffrontando la portanza di progetto (Rd) con la sollecitazione di progetto (Ed); la prima deriva dalla portanza calcolata con metodi della letteratura geotecnica, ridotta da opportuni fattori di sicurezza parziali; la seconda viene valutata ricavando la risultante della sollecitazione scaricata al suolo con una integrazione delle pressioni nel tratto di calcolo. Le normative prevedono che il fattore di sicurezza alla capacità portante, espresso come rapporto tra il carico ultimo di progetto della fondazione (Rd) ed il carico agente (Ed), sia non minore di un prefissato limite.

La portanza di una fondazione rappresenta il carico ultimo trasmissibile al suolo prima di arrivare alla rottura del terreno. Le formule di calcolo presenti in letteratura sono nate per la fondazione nastriforme indefinita ma aggiungono una serie di termini correttivi per considerare le effettive condizioni al contorno della fondazione, esprimendo la capacità portante ultima in termini di pressione limite agente su di una fondazione equivalente soggetta a carico centrato.

La determinazione della capacità portante ai fini della verifica è stata condotta secondo il metodo di Vesic, che viene descritto nei paragrafi successivi.

Metodo di Vesic

La capacità portante valutata attraverso la formula di Vesic risulta, nel caso generale:

$$Q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

Nel caso di terreno eminentemente coesivo ($\phi = 0$) tale relazione diventa:

$$Q_{lim} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + q$$

dove:

γ' = peso di volume efficace dello strato di fondazione;

B = larghezza efficace della fondazione ($B = B_f - 2e$);

L = lunghezza efficace della fondazione ($L = L_f - 2e$);

c = coesione dello strato di fondazione;

c_u = coesione non drenata dello strato di fondazione;

q = sovraccarico del terreno sovrastante il piano di fondazione;

N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante;

s_c, s_q, s_γ = fattori di forma della fondazione;

d_c, d_q, d_γ = fattori di profondità del piano di posa della fondazione;

i_c, i_q, i_γ = fattori di inclinazione del carico;

b_c, b_q, b_γ = fattori di inclinazione della base della fondazione;

g_c, g_q, g_γ = fattori di inclinazione del piano campagna;

Nel caso di piano di campagna inclinato ($\beta > 0$) e $\phi = 0$, Vesic propone l'aggiunta, nella formula sopra definita, del termine

$0.5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma\beta}$ con $N_{\gamma\beta} = -2 \cdot \sin \beta$

Per la teoria di Vesic i coefficienti sopra definiti assumono le espressioni che seguono:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi; \quad N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \phi)}; \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$$

$$s_c = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}; \quad s'_c = 0.2 \cdot \frac{B}{L}; \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \tan \phi; \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot k; \quad d'_c = 0.4 \cdot k; \quad d_q = 1 + 2 \cdot k \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2; \quad d_\gamma = 1$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}; \quad i'_c = \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot c_a \cdot N_c}; \quad i_q = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \cot \phi} \right)^m;$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \cot \phi} \right)^{m+1}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta^2}{147^\circ}; \quad g'_c = \frac{\beta^2}{147^\circ}; \quad g_q = (1 - \tan \beta)^2; \quad g_\gamma = g_q$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^2}{147^\circ}; \quad b'_c = \frac{\eta^2}{147^\circ}; \quad b_q = (1 - \eta \cdot \tan \phi)^2; \quad b_\gamma = b_q$$

$$k = \frac{D}{B_f} \quad \left(\text{se } \frac{D}{B_f} \leq 1 \right); \quad k = \arctan \left(\frac{D}{B_f} \right) \quad \left(\text{se } \frac{D}{B_f} > 1 \right); \quad m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

nelle quali si sono considerati i seguenti dati:

ϕ = angolo di attrito dello strato di fondazione;

c_a = aderenza alla base della fondazione;

ν = inclinazione del piano di posa della fondazione sull'orizzontale ($\nu = 0$ se orizzontale);

β = inclinazione del pendio;

H = componente orizzontale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

D = profondità del piano di posa della fondazione dal piano campagna;

Influenza degli strati sulla capacità portante

Le formulazioni utilizzate per la portanza prevedono la presenza di uno stesso terreno nella zona interessata dalla potenziale rottura. In prima approssimazione lo spessore di tale zona è pari a:

$$H = \frac{1}{2} \cdot B \cdot \tan(45^\circ + \phi/2)$$

In presenza di stratificazioni di terreni diversi all'interno di tale zona, il calcolo diventa più complesso; non esiste una metodologia univoca per questi casi, differenti autori hanno proposto soluzioni diverse a seconda dei casi che si possono presentare. In prima approssimazione, nel caso di stratificazioni, viene trovata una media delle caratteristiche dei terreni, pesata sullo spessore degli strati interessati. Nel caso in cui il primo strato incontrato sia coesivo viene anche verificato che la compressione media agente sulla fondazione non superi la tensione limite di espulsione, circostanza che provocherebbe il rifluimento del terreno da sotto la fondazione, rendendo impossibile la portanza.

La tensione limite di espulsione q_{ult} per terreno coesivo viene calcolata come:

$$q_{ult} = 4c + q$$

dove c è la coesione e q è il sovraccarico agente sul piano di posa.

Influenza del sisma sulla capacità portante

La capacità portante nelle combinazioni sismiche viene valutata mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica.

L'effetto **inerziale** prodotto dalla struttura in elevazione sulla fondazione può essere considerato tenendo conto dell'effetto dell'inclinazione (rapporto tra forze T parallele al piano di posa e carico normale N) e dell'eccentricità (rapporto tra momento M e carico normale N) delle azioni in fondazione, e produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite, oltre alla riduzione dell'area efficace.

L'effetto **cinematico** si manifesta per effetto dell'inerzia delle masse del suolo sotto la fondazione come una riduzione della resistenza teorica calcolata in condizioni statiche; tale riduzione è in funzione del coefficiente sismico orizzontale k_h , cioè dell'accelerazione normalizzata massima attesa al suolo, e delle caratteristiche del suolo. L'effetto è più marcato su terreni granulari, mentre nei suoli coesivi è poco rilevante.

Per tener conto nella determinazione del carico limite di tali effetti inerziali vengono introdotti nelle combinazioni sismiche anche i fattori correttivi e (earthquake), valutati secondo **Paolucci e Pecker**:

$$e_q = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \phi}\right)^{0.35}; \quad e_c = 1 - 0.32 \cdot k_h; \quad e_\gamma = e_q$$

Verifica di capacità portante pali

La verifica di capacità portante del palo viene eseguita raffrontando la portanza di progetto (R_d) con la sollecitazione di progetto (E_d), valutata come sforzo normale agente alla sommità del palo, compreso il peso proprio del palo. La portanza di progetto (R_d) è pari alla portanza verticale calcolata, mediante una formulazione analitica, divisa per opportuni fattori di sicurezza parziali.

La portanza verticale complessiva calcolata è data dalla somma del contributo laterale+punta, o del solo contributo laterale nel caso di palo in trazione.

La **capacità portante laterale** viene calcolata con una formulazione statica, in funzione della coesione e dell'attrito laterale dei terreni incontrati lungo il fusto del palo, valutata nel punto medio di ciascuno strato omogeneo presente. Il valore complessivo laterale è data dalla sommatoria:

$$P_v = \sum_i (\alpha \cdot c + k_0 \cdot p_v \cdot \tan \phi) \cdot S_i$$

dove si sono indicati con:

k_0 il coefficiente di spinta a riposo dell' i -esimo terreno della stratigrafia

$p_v = \sum \gamma_i \cdot h_i$, la pressione litostatica verticale efficace nel punto di calcolo

$p_0 = k_0 \cdot p_v$, la pressione litostatica orizzontale efficace nel punto di calcolo

c , ϕ la coesione e l'angolo di attrito interno dell' i -esimo terreno

α il coefficiente di adesione della coesione all'interfaccia terreno-pali (usualmente tra 0.5÷0.8)

D il diametro di perforazione del palo

S_i la superficie laterale dell' i -esimo tratto di calcolo ($P_i \cdot D \cdot h_i$)

La capacità portante di punta del palo viene presa pari al prodotto tra la pressione limite di rottura in punta palo, dichiarata espressamente o calcolata con formule analitiche di letteratura, e l'area della punta del palo. Nei pali in cui si è calcolata la pressione limite con formule analitiche in funzione della stratigrafia sottostante la punta del palo,

questa viene calcolata utilizzando la formulazione proposta da Vesic per la capacità portante alla punta dei pali. Con tale formulazione i fattori di capacità portante sono:

$$N'_q = \frac{3e^{(\pi/2 - \phi) \tan \phi}}{3 - \sin \phi} \cdot \left[\operatorname{tg} \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \right]^2 \cdot I_{rr} \left[\frac{4 \sin \phi}{3(1 + \sin \phi)} \right]$$

$$N'_c = (N'_q - 1) \cdot \cot \phi$$

L'indice di rigidezza ridotto I_{rr} tiene conto della deformazione volumetrica ϵ_v raggiunta dal terreno in condizioni prossime alla rottura e riduce l'indice di rigidezza I_r teorico. Secondo la formulazione proposta da Vesic quest'ultimo è pari al rapporto tra modulo di elasticità tangenziale G e resistenza al taglio del terreno (Fondazioni, J.E.Bowles).

$$I_r = \frac{G}{c + q \cdot \operatorname{tg} \phi}$$

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + \epsilon \cdot I_r}$$

Il valore di portanza alla punta è quindi:

$$P_{pu} = A_p \cdot \left[c \cdot N'_c + \eta \cdot q \cdot (N'_q - 1) \right]$$

dove si sono indicati con:

A_p , l'area della punta del palo

c , ϕ la coesione e l'angolo di attrito interno del terreno sottostante la punta

η , coefficiente indicato da Vesic, dato da: $(1 + 2 \cdot K_0)/3$

q sforzo verticale efficace (pressione geostatica) agente alla profondità della punta

A favore di sicurezza tale formulazione trascura il termine N'_q e considera il peso proprio del palo.

In condizioni non drenate ($c=c_u$ e $\phi=0$) il termine N'_q diventa pari a 1, mentre il termine N'_c viene assunto pari all'usuale valore (9) utilizzato per pali. In tali condizioni la portanza alla punta si semplifica in:

$$P_{pu} = A_p \cdot [9 \cdot c_u]$$

Terni, 29 aprile 2020

IL PROGETTISTA

(Arch. Piero GIORGINI)

RELAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

L'analisi strutturale che la presenta accompagna e le relative verifiche sono state condotte con l'ausilio di un codice di calcolo di cui è stata controllata l'affidabilità e l'attendibilità dei risultati. Di seguito viene riportata l'origine e le caratteristiche del suddetto codice, il tipo di analisi che è stata svolta con lo stesso, e infine un giudizio motivato di accettabilità dei risultati.

DESCRIZIONE DEL PROGRAMMA SISMICAD

Si tratta di un programma di calcolo strutturale che nella versione più estesa è dedicato al progetto e verifica degli elementi in cemento armato, acciaio, muratura e legno di opere civili. Il programma utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Il programma è sostanzialmente diviso in tre moduli: un pre processore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input al solutore; il solutore agli elementi finiti; un post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.

SPECIFICHE TECNICHE

Denominazione del software: SismiCad 12.14

Produttore del software: Concrete

Concrete srl, via della Pieve, 15, 35121 PADOVA - Italy

<http://www.concrete.it>

Rivenditore: CONCRETE SRL - Via della Pieve 19 - 35121 Padova - tel.049-8754720

Versione: 12.14

Identificatore licenza: SW-9204699

Intestatario della licenza: COMUNE DI TERNI - DIREZIONE URBANISTICA - C.SO DEL POPOLO, 30 - TERNI

Versione regolarmente licenziata

SCHEMATIZZAZIONE STRUTTURALE E CRITERI DI CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Il programma schematizza la struttura attraverso l'introduzione nell'ordine di fondazioni, poste anche a quote diverse, platee, platee nervate, plinti e travi di fondazione poggianti tutte su suolo elastico alla Winkler, di elementi verticali, pilastri e pareti in c.a. anche con fori, di orizzontamenti costituiti da solai orizzontali e inclinati (falde), e relative travi di piano e di falda; è ammessa anche l'introduzione di elementi prismatici in c.a. di interpiano con possibilità di collegamento in inclinato a solai posti a quote diverse. I nodi strutturali possono essere connessi solo a travi, pilastri e pareti, simulando così impalcati infinitamente deformabili nel piano, oppure a elementi lastra di spessore dichiarato dall'utente simulando in tal modo impalcati a rigidezza finita. I nodi appartenenti agli impalcati orizzontali possono essere connessi rigidamente ad uno o più nodi principali giacenti nel piano dell'impalcato; generalmente un nodo principale coincide con il baricentro delle masse. Tale opzione, oltre a ridurre significativamente i tempi di elaborazione, elimina le approssimazioni numeriche connesse all'utilizzo di elementi lastra quando si richiede l'analisi a impalcati infinitamente rigidi. Per quanto concerne i carichi, in fase di immissione dati, vengono definite, in numero a scelta dell'utente, condizioni di carico elementari le quali, in aggiunta alle azioni sismiche e variazioni termiche, vengono combinate attraverso coefficienti moltiplicativi per fornire le combinazioni richieste per le verifiche successive. L'effetto di disassamento delle forze orizzontali, indotto ad esempio dai torcenti di piano per costruzioni in zona sismica, viene simulato attraverso

L'introduzione di eccentricità planari aggiuntive le quali costituiscono ulteriori condizioni elementari di carico da cumulare e combinare secondo i criteri del paragrafo precedente. Tipologicamente sono ammessi sulle travi e sulle pareti carichi uniformemente distribuiti e carichi trapezoidali; lungo le aste e nei nodi di incrocio delle membrature sono anche definibili componenti di forze e coppie concentrate comunque dirette nello spazio. Sono previste distribuzioni di temperatura, di intensità a scelta dell'utente, agenti anche su singole porzioni di struttura. Il calcolo delle sollecitazioni si basa sulle seguenti ipotesi e modalità: - travi e pilastri deformabili a sforzo normale, flessione deviata, taglio deviato e momento torcente. Sono previsti coefficienti riduttivi dei momenti di inerzia a scelta dell'utente per considerare la riduzione della rigidezza flessionale e torsionale per effetto della fessurazione del conglomerato cementizio. E' previsto un moltiplicatore della rigidezza assiale dei pilastri per considerare, se pure in modo approssimato, l'accorciamento dei pilastri per sforzo normale durante la costruzione. - le travi di fondazione su suolo alla Winkler sono risolte in forma chiusa tramite uno specifico elemento finito; - le pareti in c.a. sono analizzate schematizzandole come elementi lastra-piastra discretizzati con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; - le pareti in muratura possono essere schematizzate con elementi lastra-piastra con spessore flessionale ridotto rispetto allo spessore membranale.- I plinti su suolo alla Winkler sono modellati con la introduzione di molle verticali elastoplastiche. La traslazione orizzontale a scelta dell'utente è bloccata o gestita da molle orizzontali di modulo di reazione proporzionale al verticale. - I pali sono modellati suddividendo l'asta in più aste immerse in terreni di stratigrafia definita dall'utente. Nei nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assialsimmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo che hanno come pressione limite minima la spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti. - i plinti su pali sono modellati attraverso aste di rigidezza elevata che collegano un punto della struttura in elevazione con le aste che simulano la presenza dei pali;- le piastre sono discretizzate in un numero finito di elementi lastra-piastra con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; nel caso di platee di fondazione i nodi sono collegati al suolo da molle aventi rigidezze alla traslazione verticale ed richiesta anche orizzontale.- La deformabilità nel proprio piano di piani dichiarati non infinitamente rigidi e di falde (piani inclinati) può essere controllata attraverso la introduzione di elementi membranali nelle zone di solaio. - I disassamenti tra elementi asta sono gestiti automaticamente dal programma attraverso la introduzione di collegamenti rigidi locali.- Alle estremità di elementi asta è possibile inserire svincolamenti tradizionali così come cerniere parziali (che trasmettono una quota di ciò che trasmetterebbero in condizioni di collegamento rigido) o cerniere plastiche.- Alle estremità di elementi bidimensionali è possibile inserire svincolamenti con cerniere parziali del momento flettente avente come asse il bordo dell'elemento.- Il calcolo degli effetti del sisma è condotto, a scelta dell'utente, con analisi statica lineare, con analisi dinamica modale o con analisi statica non lineare, in accordo alle varie normative adottate; nel caso specifico in esame il calcolo è stato condotto con analisi dinamica modale. Le masse, nel caso di impalcati dichiarati rigidi sono concentrate nei nodi principali di piano altrimenti vengono considerate diffuse nei nodi giacenti sull'impalcato stesso. Nel caso di analisi sismica vengono anche controllati gli spostamenti di interpiano.

VERIFICHE DELLE MEMBRATURE IN CEMENTO ARMATO

Nel caso più generale le verifiche degli elementi in c.a. possono essere condotte col metodo delle tensioni ammissibili (D.M. 14-1-92) o agli stati limite in accordo al D.M. 09-01-96, al D.M. 14-01-08 o secondo Eurocodice 2 (nel caso in esame sono state condotte agli Stati Limite). Le travi sono progettate e verificate a flessione retta e taglio; a richiesta è possibile la verifica per le sei componenti della sollecitazione. I pilastri ed i pali sono verificati per le sei componenti della sollecitazione. Per gli elementi bidimensionali giacenti in un medesimo piano è disponibile la modalità di verifica che consente di analizzare lo stato di verifica nei singoli nodi degli elementi. Nelle verifiche (a presso flessione e punzonamento) è ammessa la introduzione dei momenti di calcolo modificati in base alle direttive dell'EC2, Appendice A.2.8. I plinti superficiali sono

verificati assumendo lo schema statico di mensola con incastri posti a filo o in asse pilastro. Gli ancoraggi delle armature delle membrature in c.a. sono calcolati sulla base della effettiva tensione normale che ogni barra assume nella sezione di verifica distinguendo le zone di ancoraggio in zone di buona o cattiva aderenza. In particolare il programma valuta la tensione normale che ciascuna barra può assumere in una sezione sviluppando l'aderenza sulla superficie cilindrica posta a sinistra o a destra della sezione considerata; se in una sezione una barra assume per effetto dell'aderenza una tensione normale minore di quella ammissibile, il suo contributo all'area complessiva viene ridotto dal programma nel rapporto tra la tensione normale che la barra può assumere per effetto dell'aderenza e quella ammissibile. Le verifiche sono effettuate a partire dalle aree di acciaio equivalenti così calcolate che vengono evidenziate in relazione. A seguito di analisi inelastiche eseguite in accordo a OPCM 3431 o D.M. 14-01-08 vengono condotte verifiche di resistenza per i meccanismi fragili (nodi e taglio) e verifiche di deformabilità per i meccanismi duttili.

GIUDIZIO MOTIVATO DI ATTENDIBILITA' DEI RISULTATI

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.

In base a quanto detto, si può asserire che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

Terni, 24 aprile 2020

IL PROGETTISTA

(Arch. Piero GIORGINI)

RELAZIONE DEI CALCOLI

La presente relazione di calcolo prevede le seguenti analisi:

- Analisi statica non lineare (pushover) nei due distinti stati ante-operam e post-operam, finalizzata alla verifica dell'incremento del rapporto capacità-domanda richiesto per interventi di adeguamento sismico;
- Analisi dinamica modale nei due distinti stati ante-operam e post-operam finalizzata alle verifiche geotecniche delle strutture di fondazione, alle verifiche fuori dal piano e alle verifiche dei meccanismi locali di ribaltamento dei maschi murari.

Nella tabella che segue viene riportata un quadro riassuntivo degli indicatori di rischio della struttura negli stati ante-operam e post-operam con verifica del raggiungimento del valore minimo del rapporto capacità/domanda nello stato di progetto.

Minimi indicatori di rischio per la struttura	IR,PGA Attuale	IR,PGA Progetto	Verifica
Stato limite di salvaguardia della vita: Minimo indicatore in termini di PGA	0,712	1,341	SI
Stato limite di danno: Minimo indicatore in termini di PGA	0,412	1,502	SI
Stato limite di operatività: Minimo indicatore in termini di PGA	0,337	1,148	SI
Stato limite di collasso: Minimo indicatore in termini di PGA	0,778	1,121	SI

Terni, 24 aprile 2020

IL PROGETTISTA

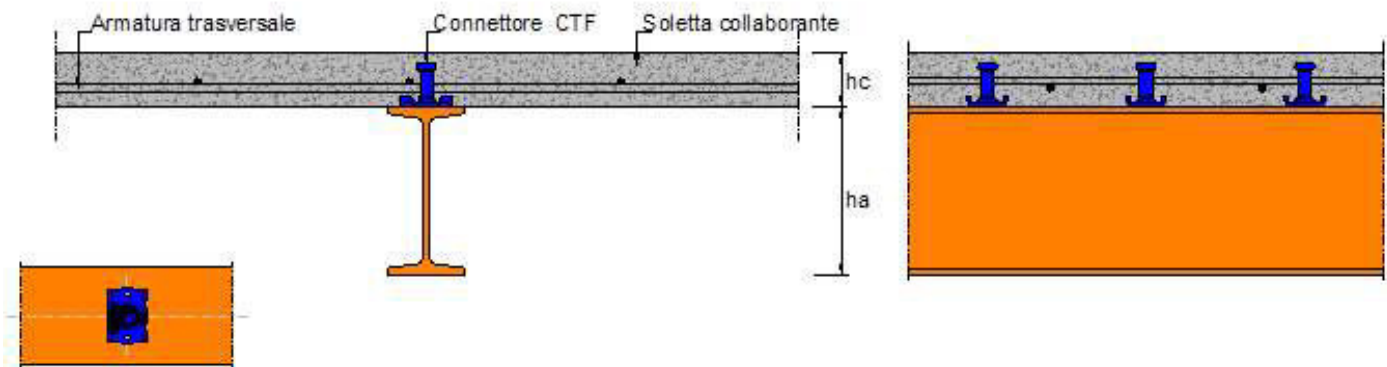
(Arch. Piero GIORGINI)

RELAZIONE DI CALCOLO. DIMENSIONAMENTO TRAVI MISTE ACCIAIO E CALCESTRUZZO CON CONNETTORI TECNARIA.

Normativa di riferimento: NTC2018 D.M. 17-01-2018 / EN 1994-1-1:2004 **Versione programma:** 5.0.1.0
Riferimento per le caratteristiche meccaniche dei connettori: Valutazioni Tecniche Europee ETA-18/0447 ed ETA-18/0355.

Progetto: PALESTRA PAPIGNO
Progettista:
Solaio:

Tipologia	Soletta piena.		Coefficienti di sicurezza			
	Trave puntellata		Azioni - Permanenti:		1.30	
	Trave in semplice appoggio con carichi uniformemente distribuiti.		Azioni - Perm. non strutturali:		1.30	
	Ambiente:	secco	Azioni - Variabili:		1.50	
	Limite all'inflessione $\Delta = L / 250$		Materiali - Acciaio:		1.10	
	Limite all'inflessione finale = $L / 200$		Materiali - Calcestruzzo:		1.50	
			Materiali - Connettori:		1.25	
			Materiali - Acciaio per barre :		1.15	
			Materiali - Lamiera Grecata:		1.10	
Geometria	Luce di calcolo:	750.0 cm	Profilo metallico			
	Interasse travi: (b)	80.0 cm	Tipo:			IPN 160
	Spessore soletta: (hc)	5.0 cm	Altezza trave - ha:			160.0 mm
	-		Larghezza ala superiore - bf:			74.0 mm
			Spessore ala superiore - tf:			9.5 mm
			Larghezza ala inferiore - bfi:			74.0 mm
			Spessore ala inferiore - tfi:			9.5 mm
			Spessore anima - tw:			6.3 mm
			Raggio - r0:			6.3 mm
			Raggio - r1:			3.8 mm
			Area:			2280 mm2
			Iy:			935.0 cm4
			Wy Sup:			117000 mm3
			Wy Inf:			117000 mm3
		W Ply:			136000 mm3	
Cls	C25/30		Acciaio	S235		
	fck:	25 N/mm2		fy:	235 N/mm2	
	Rck:	30 N/mm2				
	Peso specifico:	24.0 kN/m3		Es	210000 N/mm2	
	E cm:	31476 N/mm2				
Carichi	Peso proprio:	1.42 kN/m2				
	Altri permanenti di 1� fase:	1.00 kN/m2	Tramezzi:	0.00 kN/m2		
	Sottofondo:	1.00 kN/m2	Altri:	0.00 kN/m2		
	Pavimento:	0.00 kN/m2	Variabili	0.50 kN/m2		





RELAZIONE DI CALCOLO. DIMENSIONAMENTO TRAVI MISTE ACCIAIO E CALCESTRUZZO CON CONNETTORI TECNARIA.

Normativa di riferimento: NTC2018 D.M. 17-01-2018 / EN 1994-1-1:2004

Versione programma: 5.0.1.0

Progetto: PALESTRA PAPIGNO

Progettista:

Solaio:

Fase 1+2 - Sezione mista - STATO LIMITE ULTIMO

Classe sezione mista: 1
 Base efficace (Beff): 80.0 cm
 Asse neutro el. da estradosso: 7.0 cm
 Momento sollecitante - ME_d: 29.2 kNm
 Momento resistente - MR_d: 29.7 kNm
 Verifica momento: 0.99

Calcolo elastico
 Azioni: 4.16 kN/m
 Altezza totale: 21.0 cm
 Taglio sollecitante - VE_d: 15.6 kN
 Taglio resistente VR_d: 124.3 kN
 Verifica taglio: 0.13

Fase 1+2 - SLS - STATO LIMITE DI SERVIZIO

Delta 0 Controfreccia iniziale: 0.0 mm
 Delta 1 Peso proprio + Carico Permanente: 18.6 mm
 Delta 2 Carico variabile + Effetto viscosità: 6.7 mm
 Delta 2 Effetto ritiro cls: 8.6 mm
 Delta 2 Totale: 15.3 mm
 Delta Finale Totale: 34.0 mm

= L / 489
 = L / 221

Asse neutro elastico dall'estradosso cls: 7.0 cm
 Coeff. di omogeneizzazione - n - istantaneo: 6.67 - a tempo infinito: 13.34
 Momento di inerzia sezione omog. - I - istantaneo: 2881.0 cm⁴ - a tempo infinito: 2425.2 cm⁴
 Incremento freccia per interazione incompleta: 1.0
 Frequenza fondamentale naturale: 4.1 Hz calcolata con combinazione frequente. psi1= 0.7

Fase 1+2 - sezione mista - Connessione

Connessione elastica

N_c Compressione nella soletta in calcestruzzo nel caso di calcolo (kN): 164
 N_{c,f} Compressione nella soletta in calcestruzzo nel caso di completo ripristino di resistenza (kN): 487
 N_{c,el} Compressione nella soletta in calcestruzzo corrispondente al massimo momento elastico M_{el}, R_d (kN): 205

Tipo Connettore: CTF 12/40
 Altezza: 40 mm
 Resistenza del connettore - PR_d: 27.30 kN

Resistenza connessione - PR_d * k: 27.30 kN
 Connettore rigido Distribuzione connettori elastica variabile

Posizionamento connettori:	Lunghezza trave (cm)	Connettori per trave	Passo (cm)
Distribuzione uniforme:	750	26	30.0
-- alternativa --	Lunghezza settore (cm)	Connettori per settore	
Distribuzione variabile:	188	6	30.0
settore a sinistra	375	14	30.0
settore centrale	188	6	30.0
settore a destra		26	
Totale			

Fase 1+2 - sezione mista - armatura trasversale in acciaio B450C

Soletta Armatura trasversale soletta: 1.1 cm²/m

Note:

La verifica del solaio nella direzione trasversale alle travi non è inclusa nella presente verifica.

VERIFICA ARCARECCI IN LEGNO LAMELLARE COPERTURA DIM. 20X20

DATI DI PROGETTO

Caratteristiche geometriche

Luce di calcolo:	L	=	5150	[mm]
Interasse tra le travi principali:	i	=	1250	[mm]
Base della sezione:	b	=	200	[mm]
Altezza della sezione:	h	=	200	[mm]
Area sezione :	A	=	40000	[mm ²]
Modulo di resistenza :	W _y	=	1,333E+06	[mm ³]
	W _z	=	1,333E+06	[mm ³]
Momento d'inerzia :	J _y	=	1,333E+08	[mm ⁴]
	J _z	=	1,333E+08	[mm ⁴]

Carichi

1) Peso proprio travi principali:		0,12	[kN/m ²]
2) Peso proprio pianelle / assito:		0,40	[kN/m ²]
Peso proprio del pacchetto strutturale:	G _{k,1}	=	0,52 [kN/m ²]
1) Sottofondo:		0,00	[kN/m ²]
2) Pavimento:		0,00	[kN/m ²]
3) Tramezzi:		0,00	[kN/m ²]
4) Isolante		0,00	[kN/m ²]
5) Altri permanenti:		0,60	[kN/m ²]
Carichi non strutturali e portati:	G _{k,2}	=	0,60 [kN/m ²]
Carico variabile:	Q _k	=	0,50 [kN/m ²]

Caratteristiche del materiale

Materiale :

Legno lamellare incollato

Classe di resistenza (Gruppo EN338 / EN 11035) :

GL24h

Classe di servizio :

Classe di servizio 1

– Classe di servizio 1 è caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65% se non per poche settimane all'anno. Possono appartenere a tale classe gli elementi lignei protetti contro le intemperie come quelli posti all'interno degli edifici in ambienti condizionati.

Coefficiente parziale per il materiale :

γ_M = 1,45 [-]

Coefficiente di deformazione :

k_{def} = 0,60 [-]

Combinazione I - perm. + acc.

Breve durata (meno di 1 settimana) - Neve

k_{mod,I} = 0,90

Combinazione II - perm.

Breve durata (meno di 1 settimana) - Neve

k_{mod,II} = 0,90

Valori caratteristici	Valori di progetto	$k_{mod,I}$ 0,90	$k_{mod,II}$ 0,90	
$f_{m,k}$ [MPa] 24,00	$f_{m,d}$ [MPa] 14,90	14,90	14,90	Flessione
$f_{t,0,k}$ [MPa] 16,50	$f_{t,0,d}$ [MPa] 10,24	10,24	10,24	Trazione parallela alle fibre
$f_{t,90,k}$ [MPa] 0,40	$f_{t,90,d}$ [MPa] 0,25	0,25	0,25	Trazione ortogonale alle fibre
$f_{c,0,k}$ [MPa] 24,00	$f_{c,0,d}$ [MPa] 14,90	14,90	14,90	Compress. parallela alle fibre
$f_{c,90,k}$ [MPa] 2,70	$f_{c,90,d}$ [MPa] 1,68	1,68	1,68	Compress. ortogonale alle fibre
$f_{v,k}$ [MPa] 2,70	$f_{v,d}$ [MPa] 1,68	1,68	1,68	Taglio

Rigidezza

Modulo elastico parallelo medio	$E_{0,mean}$	=	11600	[MPa]
Modulo elastico ortogonale medio	$E_{90,mean}$	=	390	[MPa]
Modulo elastico parallelo caratteristico	$E_{0,05}$	=	9400	[MPa]
Modulo elastico tangenziale medio	G_{mean}	=	720	[MPa]

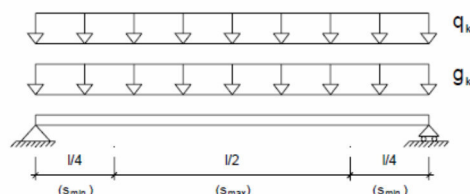
Massa

Massa volumica caratteristica	ρ_k	=	3,80	[kN/m ³]
-------------------------------	----------	---	------	----------------------

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Carichi permanenti	γ_{G1}	=	1,30
Carichi permanenti non strutturali	γ_{G2}	=	1,50
Carichi variabili	γ_Q	=	1,50

Combinazione di carico	carico F_d [kN/m]	M_d [kNm]	V_d [kN]	σ_d [MPa]	$f_{m,d}$ [MPa]	τ_d [MPa]	$f_{v,d}$ [MPa]	NOTE
I perm+acc.	2,91	9,65	7,49	7,24	14,90	0,28	1,68	Verificato
II perm.	1,97	6,54	5,08	4,90	14,90	0,19	1,68	Verificato



VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Si devono effettuare verifiche di deformazione istantanea e differita, nell'ipotesi di controfreccia nulla.

Limite freccia istantanea :	$L/300$	$u_{2,ist,lim}$	=	17,17	[mm]
Limite freccia differita :	$L/250$	$u_{net,fin,lim}$	=	20,60	[mm]
Coefficiente riduttivo k_{def}		ψ_2	=	0,20	[-]
Coefficiente		χ	=	1,20	[-]

Freccia istantanea (carichi permanenti) :	$u_{1,ist}$	=	8,50	[mm]
Freccia istantanea (carichi variabili) :	$u_{2,ist}$	=	3,79	[mm]
Freccia netta finale :	$u_{net,fin}$	=	17,84	[mm]

$u_{2,ist}$	=	3,79	[mm]	<	$u_{2,ist,lim}$	=	17,17	[mm]	Verificato
$u_{net,fin}$	=	17,84	[mm]	<	$u_{net,fin,lim}$	=	20,60	[mm]	Verificato

$$u_{1,ist} = \frac{5}{384} \frac{g_k \cdot L^4}{E_{0,mean} \cdot J} + \chi \frac{g_k \cdot L^2}{8G_{mean} \cdot A}$$

$$u_{2,ist} = \frac{5}{384} \frac{q_k \cdot L^4}{E_{0,mean} \cdot J} + \chi \frac{q_k \cdot L^2}{8G_{mean} \cdot A}$$

$$u_{net,fin} = u_{1,ist} \cdot (1 + k_{def}) + u_{2,ist} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def})$$