

COMUNE DI CALTAVUTURO

REGIONE SICILIANA

Titolo progetto

PROGETTO DI COMPLETAMENTO DEL CAMPO
SPORTIVO DI CALTAVUTURO

Titolo elaborato

RELAZIONE DI CALCOLO NUOVA
TRIBUNA



N.Elab.

2.5.1

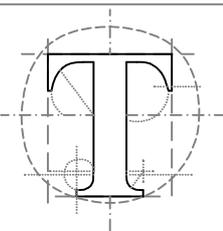


DATA

dicembre 2018

Tipo di prestazione

PROGETTO DEFINITIVO ED ESECUTIVO

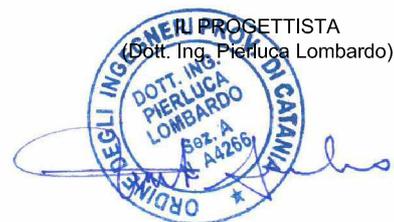


Technoside s.r.l.
SERVIZI DI INGEGNERIA

via Madonna di Fatma 14
95030 Gravina di Catania

tel 095.7500609
fax 095.8360370

Info@technoside.it
www.technoside.it



AGGIORNAMENTI

REV.	CAUSALE
00	



REDATTO:

VERIFICATO:

APPROVATO:

Il presente documento è proprietà della Technoside s.r.l.
E' vietata ogni riproduzione non autorizzata ai sensi di legge

PROVINCIA REGIONALE DI PALERMO
COMUNE DI CALTAVUTURO

**PROGETTO DI COMPLETAMENTO DEL CAMPO SPORTIVO DI
CALTAVUTURO (PA)**

Relazione di calcolo Tribuna

Sommario

1. PREMESSA	3
2. DESCRIZIONE DELLE OPERE	4
2.1. TRIBUNA	4
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3.1. AZIONI SULLE STRUTTURE E NORMA DI DETTAGLIO PER LA ZONA SISMICA	5
3.2. REFERENZE TECNICHE	5
4. MATERIALI IMPIEGATI	6
4.1. ACCIAIO PER C.A. B450C	6
4.2. CONGLOMERATO PER OPERE IN FONDAZIONE E IN ELEVAZIONE	6
5. DESCRIZIONE DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE DEL SITO	7
5.1. CARATTERISTICHE MECCANICHE	7
5.2. CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SUOLO	7
6. FATTORE DI COMPORTAMENTO	8
6.1. VALORE BASE DEL FATTORE DI STRUTTURA Q E CLASSE DI DUTTILITÀ	8
6.2. REGOLARITÀ IN PIANTA	9
6.3. REGOLARITÀ IN ALTEZZA	9
6.4. CALCOLO FATTORE Q	10
6.5. SPETTRO DI PROGETTO	10
6.6. ELEMENTI SECONDARI	10

COMUNE DI CALTAVUTURO
PROGETTO DI COMPLETAMENTO DEL CAMPO SPORTIVO DI CALTAVUTURO

7. ANALISI DEI CARICHI	11
7.1. VALORE DELLE AZIONI VARIABILI	11
7.2. VALORE DEI COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI	12
7.3. ANALISI DEI CARICHI PER TIPOLOGIA DI ELEMENTO	13
7.3.1. SOLETTA DI COPERTURA (SPALTI) H=16CM	13
7.3.2. TAMPONATURA	14
8. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI PRINCIPALI	15
8.1. DEFINIZIONE DEL MODELLO STRUTTURALE	15
8.2. CRITERI DI VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI PRINCIPALI	15
8.3. VERIFICA DELL'ECCENTRICITÀ TRAVE-PILASTRO	15
9. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI	16
9.1. VERIFICA DELLE TAMPONATURE	16
9.1.1. AZIONE RIBALTANTE SUL PANNELLO	16
9.1.2. MOMENTO RESISTENTE DEL PANNELLO	18
9.1.3. VERIFICA DEL PANNELLO	18
10. VERIFICHE DEL SISTEMA DI FONDAZIONE	19
10.1. VERIFICA DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE	19
10.2. VERIFICA DEL TERRENO DI FONDAZIONE	19

1. Premessa

La presente relazione descrive i criteri generali impiegati nell'ambito del progetto esecutivo dei lavori di completamento del campo sportivo del comune di Caltavuturo (PA).

Nel dettaglio il corpo di fabbrica in esame è quello relativo alle nuove tribune in c.a..

Il sito ove l'opera è ubicata ha le seguenti coordinate geografiche:

SISTEMA WGS84

LAT. 37,816028; LONG. 13,898495

SISTEMA ED50

LAT. 37,817089; LONG. 13,899338

Si riporta di seguito un immagine della zona interessata dalla realizzazione delle opere.

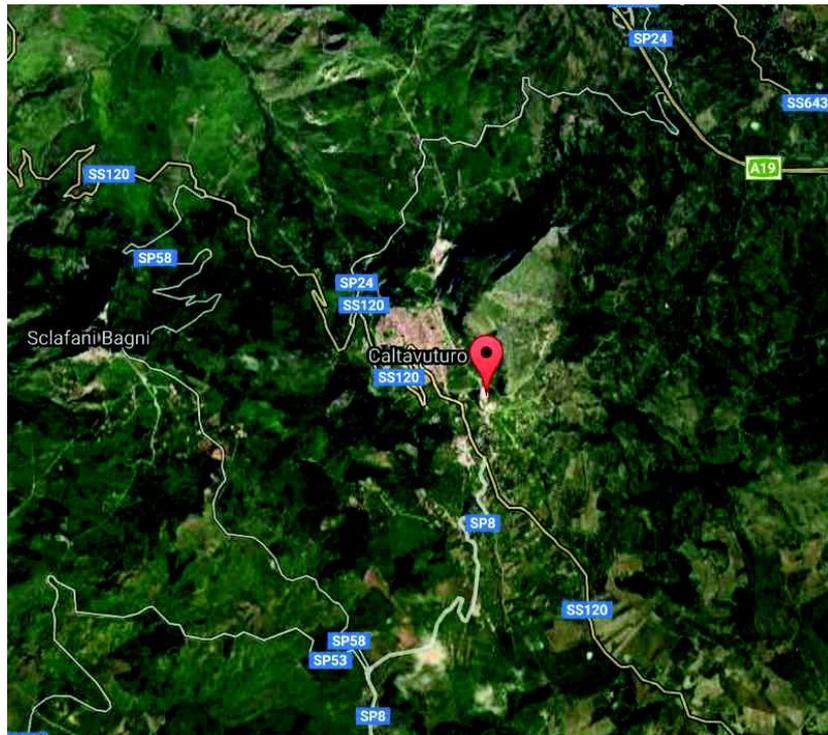


Figura 1. Zona di intervento

2. Descrizione delle opere

2.1. Tribuna

Le opere in progetto consistono nella realizzazione di una tribuna con gradoni strutturali in c.a.

Il corpo di fabbrica ha una elevazione fuori terra con copertura terrazzata al fine di ospitare il pubblico per la visione del campo da gioco; l'altezza massima dell'edificio è di 4.60 m dallo spiccato delle fondazioni mentre quella minima è di 2.48m.

La struttura è costituita da un'intelaiatura di travi e pilastri a maglie chiuse, in particolare le travi emergenti di bordo (lato lungo) sono di sezione 40x60cm mentre le travi ortogonali (lato corto) hanno sezione 40x70cm ad eccezione delle travi di bordo della scala centrale che hanno sezione 30x40cm, i pilastri hanno sezione 40x80cm.

Le fondazioni sono di tipo diretto a travi rovesce di sezione 50x90 ed ali 30x30, ad eccezione della trave giuntata rispetto alle tribune esistenti che ha sezione di forma a L e del tratto di trave che porta la prima rampa di scale che ha sezione 50x90cm.

E' prevista la formazione di un magrone di sottofondazione per una più uniforme distribuzione delle pressioni sul terreno di sedime e per la regolarità della posa delle travi di fondazioni.

Il solaio di copertura è formato da terrazze costituite da piastre e setti dello spessore di 16cm.

Per forma e caratteristiche geometrico-costruttive l'impalcato di copertura può ritenersi infinitamente rigido nel suo piano.

Le murature perimetrali sono previste in laterizio con spessore nominale di 30 cm, costituite da un unico mattone forato di spessore 30 cm, e rete porta intonaco a tutte le elevazioni. Le tramezzature interne sono previste del tipo tradizionale con forati di spessore 8 cm.

Si riportano di seguito una vista assonometrica del corpo di fabbrica in oggetto e la pianta delle fondazioni ed una sezione esplicativa.

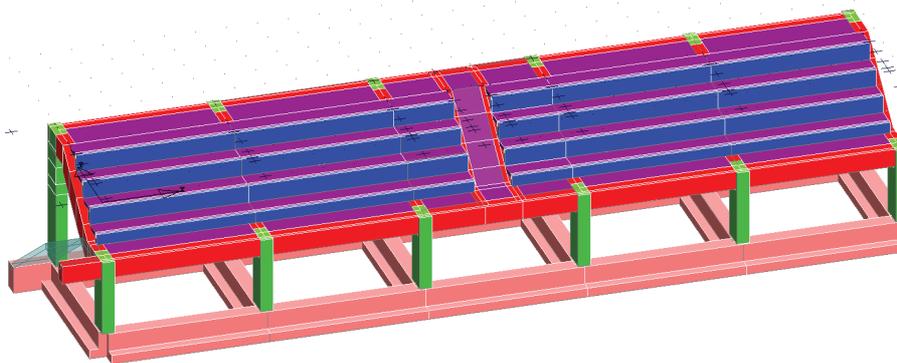


Figura 2. Assonometria strutturale

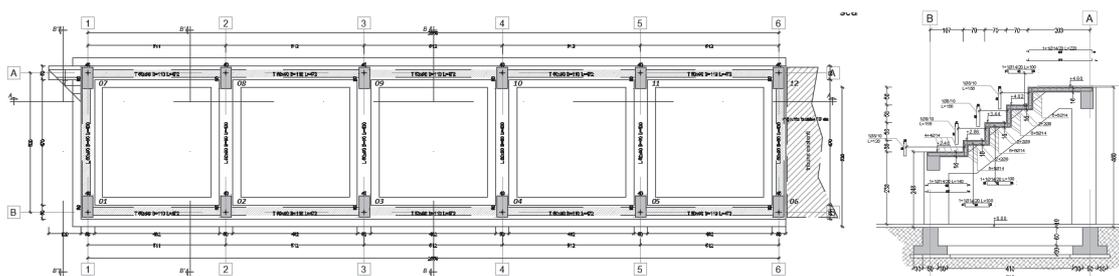


Figura 3. Pianta delle fondazioni e sezione trasversale

3. Normativa di riferimento

Nella redazione del progetto di verifica sono state prese in esame le prescrizioni della vigente normativa tecnica ed in particolare quelle di seguito elencate.

3.1. Azioni sulle strutture e norma di dettaglio per la zona sismica

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

3.2. Referenze tecniche

D.M. 14 gennaio 2008 - Norme tecniche per le costruzioni

Circolare 2 febbraio 2009 n.617 C.S.LL.PP.- Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008

UNI EN 206-1/2001 - Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità.

Linee Guida sul calcestruzzo strutturale, Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (febbraio 2008)

UNI ENV 1992-1-1 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.

UNI EN 1998 - 1 – Azioni sismiche e regole sulle costruzioni

UNI EN 1998 - 5 – Fondazioni ed opere di sostegno

CNR 10011 – Costruzioni di acciaio: Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione

4. Materiali impiegati

4.1. Acciaio per c.a. B450C

Le barre di armatura ad aderenza migliorata sono in acciaio di tipo B450C con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- classe del materiale B 450 C
- modulo elastico $E = 210000 \text{ MPa}$
- tensione di rottura $f_{ts} = 540 \text{ MPa}$
- tensione di snervamento caratteristica $f_{ys} = 450 \text{ MPa}$
- tensione di snervamento di calcolo $f_{yd} = 391.3 \text{ MPa}$
- coefficiente parziale del materiale $\gamma_s = 1.15$

4.2. Conglomerato per opere in fondazione e in elevazione

Il conglomerato cementizio dovrà essere confezionato nel rispetto delle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (febbraio 2008) e della norma UNI EN 206-1:2006 riportate sinteticamente in tabella 1. Pertanto, dovrà rispondere ai seguenti requisiti minimi:

- classe di esposizione XC3
- classe di resistenza minima C25/30
- rapporto acqua/cemento $a/c \leq 0.55$
- dosaggio cemento $\geq 320 \text{ kg/mc}$
- dimensione massima dell'aggregato (consigliata) $\leq 28 \text{ mm}$
- ricoprimento $\geq 30 \text{ mm}$
- copriferro $\geq 50 \text{ mm}$

I parametri meccanici principali per la classe C25/30 sono i seguenti:

Classe	25 /	30
- resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	25,0 MPa
- resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} =$	30,0 MPa
- resistenza media a compressione (par. 11.2.10.1)	$f_{cm} =$	33,0 MPa
- modulo elastico (par. 11.2.10.3)	$E =$	31476 MPa
- resistenza di calcolo a compressione (par. 4.1.2.1.1.1)	$f_{cd} =$	14,17 MPa
- resistenza media a trazione (par. 11.2.10.2)	$f_{ctm} =$	2,56 MPa
- resistenza caratteristica a trazione (par. 11.2.10.2)	$f_{ctk} =$	1,80 MPa
- resistenza di calcolo a trazione (par. 4.1.2.1.1.2)	$f_{ctd} =$	1,20 MPa
- resistenza caratteristica di aderenza (par. 4.1.2.1.1.4)	$f_{bk} =$	4,04 MPa
- resistenza di calcolo di aderenza (par. 4.1.2.1.1.4)	$f_{bd} =$	2,69 MPa
- coefficiente parziale del materiale	$g_c =$	1,5

5. Descrizione delle caratteristiche geologiche del sito

5.1. Caratteristiche meccaniche

Sulla scorta di quanto contenuto nella relazione geologica e dalle indagini condotte per la determinazione delle caratteristiche meccaniche dei terreni, i parametri impiegati a base di tutte le calcolazioni geotecniche e strutturali per i terreni di sedime e di spinta sulle opere di sostegno sono descritti di seguito.

Terreni in prossimità della nuova costruzione della tribuna

Strato 1

da p.c. a -5.00 m dal piano del campo

- peso specifico $\gamma = 18.63 \text{ kN m}^{-3}$
- angolo d'attrito interno..... $\phi' = 25^\circ$
- coesione $c' = 0.010 \text{ MPa}$

Strato 2

da p.c. da -5.00 m a -20.00 m dal piano del campo

- peso specifico $\gamma = 18.63 \text{ kN m}^{-3}$
- angolo d'attrito interno..... $\phi' = 28^\circ$
- coesione $c' = 0.0290 \text{ MPa}$

Strato 3

da p.c. da -20.00 m dal piano del campo

- peso specifico $\gamma = 20.00 \text{ kN m}^{-3}$
- angolo d'attrito interno..... $\phi' = 30^\circ$
- coesione $c' = 0.010 \text{ MPa}$

5.2. Classificazione sismica del suolo

In relazione alla classificazione sismica del sottosuolo, sulla scorta delle indagini svolte in sito, la velocità delle onde di taglio misurate nello spessore significativo di terreno pari a 30.0 m sono:

$$360 \text{ ms}^{-1} < V_{s,30} < 800 \text{ ms}^{-1}$$

Secondo quanto stabilito dal D.M. 17 gennaio 2018 alla tabella 3.2. Il suolo di fondazione è di **categoria B**

"Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250 \text{ kPa}$ nei terreni a grana fina)".

La conformazione geomorfologica del sito è classificabile come non pianeggiante; pertanto il coefficiente di topografia per la determinazione dello spettro di risposta elastico è stato assunto pari a:

$$S_T = 1.20$$

6. Fattore di comportamento

Si riporta di seguito la procedura per la determinazione del fattore di comportamento, definito in relazione alla classe di duttilità, alla tipologia strutturale e alla regolarità in pianta ed in elevazione delle strutture.

6.1. Valore base del fattore di struttura q e classe di duttilità

Il progetto delle strutture è basato sulla scelta di progettazione in classe di duttilità Media.

La tipologia del sistema sismo-resistente per entrambe le direzioni del sisma è di struttura telaio

Tipologia	q_0	
	CD "B"	CD "A"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$q_0 = 3.0 \times \alpha_U / \alpha_1$	$q_0 = 4.5 \times \alpha_U / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3.0	$q_0 = 4.0 \times \alpha_U / \alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2.0	3.0
Strutture a pendolo inverso	1.5	2.0

Pertanto il valore base del fattore di struttura è:

$$q_0 = 3.0 \times \alpha_U / \alpha_1$$

6.2. Regolarità in pianta

La regolarità in pianta è soddisfatta se vengono rispettate le seguenti condizioni riportate in tabella:

n°	Requisito richiesto	Esito
a	la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze	si
b	il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4	si
c	nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione	si
d	gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti	si

La struttura è regolare in pianta.

6.3. Regolarità in altezza

La regolarità in altezza è soddisfatta se vengono rispettate le seguenti condizioni riportate in tabella:

n°	Requisito richiesto	Esito
e	Tutti i sistemi resistenti verticali (telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione	si
f	Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base	si
g	nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti	si
h	eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento	si

La struttura è regolare in altezza; pertanto vale:

$$K_R = 1.0$$

6.4. Calcolo fattore q

Per entrambe le direzioni il sistema sismo-resistente è a telaio ad un piano ed in relazione alla tipologia strutturale può assumersi :

$$\alpha_U / \alpha_1 = 1.10$$

Si ottiene pertanto

$$q_0 = 3.0 \times 1.10 = 3.30$$

ne segue un fattore di comportamento per entrambe le direzioni:

$$q = 3.30$$

6.5. Spettro di progetto

Lo spettro di progetto per le verifiche allo SLV delle strutture, ottenuto applicando il fattore di struttura q di cui al punto precedente allo spettro di risposta elastico riportato in relazione generale è quello mostrato in figura 4.

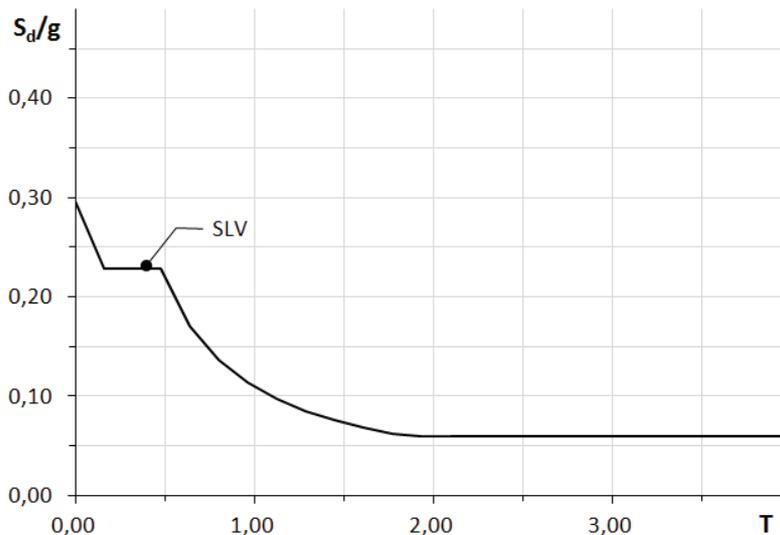


Figura 4. Spettro di progetto per verifiche allo SLV

6.6. Elementi secondari

Non sono presenti elementi secondari; tutti gli elementi strutturali del modello di calcolo sono assunti sismo-resistenti.

7. Analisi dei carichi

7.1. Valore delle azioni variabili

I sovraccarichi variabili per le verifiche globali e locali degli elementi strutturali sono stati desunti per ciascuna destinazione d'uso dalla tabella 2.5.1 del D.M. 17.01.2018 di seguito riportata.

Categoria	Azione variabile	q_k kNm ⁻²	Q_k kN	H_k kNm ⁻¹
A Ambienti a uso residenziale	Aree per attività domestiche e residenziali	2.00	2.00	1.00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4.00	4.00	2.00
B Uffici	B1 – Uffici non aperti al pubblico	2.00	2.00	1.00
	B2 – Uffici aperti al pubblico	3.00	2.00	1.00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4.00	4.00	2.00
C Ambienti suscettibili di affollamento	C1 – Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3.00	3.00	1.00
	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
	C3 – Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri 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		
		≥4.00	≥4.00	≥2.00
D Ambienti a uso commerciale	D1 - Negozi	4.00	4.00	2.00
	D2 – Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie	5.00	5.00	2.00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	Secondo categoria d'uso		
E Aree per immagazzinamento	E1 – Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori	≥ 6.00	7.00	1.00
	E2 – Ambienti ad uso industriale	da valutare caso per caso		
F – G Rimesse e aree per il traffico dei veicoli (no ponti)	F - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	2.50	2x10.0	1.00
	G - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	da valutare caso per caso		
		≥ 5.00	2 x 50.0	1.00
H – I – K Coperture	H - Coperture accessibili per la sola manutenzione e riparazione	0.50	1.20	1.00
	I - Coperture praticabili di ambienti di categoria tra A e D	vedi cat. di appartenenza		
	K - Coperture speciali (impianti, eliporti, altri)	da valutare caso per caso		

Le combinazioni di carico impiegate per le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio sono state ottenute a partire dai coefficienti di combinazione di cui alla tabella 2.5.1. del D.M. 17.01.2018 di seguito riportata.

7.2. Valore dei coefficienti di combinazione dei carichi

Le combinazioni di carico impiegate per le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio sono state ottenute a partire dai coefficienti di combinazione di cui alla tabella 2.5.1. del D.M. 17.01.2018 di seguito riportata.

Categoria	Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
A	Ambienti ad uso residenziale	0.7	0.5	0.3
B	Uffici	0.7	0.5	0.3
C	Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6
D	Ambienti ad uso commerciale	0.7	0.7	0.6
E	Biblioteche, archivi, magazzini ed ambienti ad uso industriale	1.0	0.9	0.8
F	Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0.7	0.7	0.6
G	Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0.7	0.5	0.3
H	Coperture	0.0	0.0	0.0
I - K	Coperture	Da valutarsi caso per caso		
	Vento	0.6	0.2	0.0
	Neve (quota < 1000 m s.l.m.)	0.5	0.2	0.0
	Neve (quota > 1000 m s.l.m.)	0.7	0.5	0.2
	Variazioni termiche	0.6	0.5	0.0

7.3. Analisi dei carichi per tipologia di elemento

7.3.1. Soletta di copertura (spalti) h=16cm

Peso proprio	H (m)	B (m)	L (m)	g (kNm ⁻³)	Valore
- soletta					4,00 kN m ⁻²
				g_{k,1}	4,00 kN m⁻²

Sovraccarichi permanenti definiti	H (m)	B (m)	L (m)	g (kNm ⁻³)	Valore
- massetto livellante	0,05	1,00	1,00	20,00	1,00 kN m ⁻²
				g_{k,1}	1,00 kN m⁻²
				totale g_{k,1}	5,00 kN m⁻²

Sovraccarichi permanenti non definiti	H (m)	B (m)	L (m)	g (kNm ⁻³)	Valore
- impianto tecnologico a pannelli fotovoltaici					0,00 kN m ⁻²
- incidenza tramezzature					0,00 kN m ⁻²
				g_{k,2}	0,00 kN m⁻²
				totale g_{k,2}	0,00 kN m⁻²

Sovraccarichi variabili	H (m)	B (m)	L (m)	g (kNm ⁻³)	Valore
- suscettibile di affollamento (cat. C5)					5,00 kN m ⁻²
- neve (< 1000 m s.l.m.)					1,32 kN m ⁻²

Descrizione	Simbolo	Valore
Peso proprio	g _{k,1}	4,00 kN m ⁻²
Sovraccarico permanente (esclusi tramezzi)	g _{k,1}	1,00 kN m ⁻²
Incidenza tramezzi	g _{k,2}	0,00 kN m ⁻²
Sovraccarico variabile principale (Categoria H)	q _{k,1}	5,00 kN m ⁻²
Sovraccarico variabile secondario (Neve)	q _{k,2}	1,32 kN m ⁻³
Valore di progetto del carico	g _d +q _d	14,00 kN m ⁻²
Valore di esercizio del carico - condizione rara	g _{k,1} +g _{k,2} +q _{k,1} +ψ _{0,2} q _{k,2}	10,00 kN m ⁻²
Valore di esercizio del carico - condizione frequente	g _{k,1} +g _{k,2} +ψ _{1,1} q _{k,1} +ψ _{1,2} q _{k,2}	8,50 kN m ⁻²
Valore di esercizio del carico - condizione quasi permanente	g _{k,1} +g _{k,2} +ψ _{2,1} q _{k,1} +ψ _{2,2} q _{k,2}	8,00 kN m ⁻²

COMUNE DI CALTAVUTURO
 PROGETTO DI COMPLETAMENTO DEL CAMPO SPORTIVO DI CALTAVUTURO

7.3.2. Tamponatura

Descrizione	Simbolo	Valore
Peso proprio	$g_{k,1}$	1,05 kN m ⁻²
Sovraccarico permanente	$g_{k,1}$	1,00 kN m ⁻²
Incidenza tramezzi	$g_{k,2}$	0,00 kN m ⁻²
Sovraccarico variabile principale (Nessuno)	$q_{k,1}$	0,00 kN m ⁻²
Sovraccarico variabile secondario (Nessuno)	$q_{k,2}$	0,00 kN m ⁻³
Valore di progetto del carico	g_d+q_d	2,67 kN m ⁻²
Valore di esercizio del carico - condizione rara	$g_{k1}+g_{k2}+q_{k1}+\Psi_{0,2} q_{k2}$	2,05 kN m ⁻²
Valore di esercizio del carico - condizione frequente	$g_{k1}+g_{k2}+\Psi_{1,1} q_{k1}+\Psi_{1,2} q_{k2}$	2,05 kN m ⁻²
Valore di esercizio del carico - condizione quasi permanente	$g_{k1}+g_{k2}+\Psi_{2,1} q_{k1}+\Psi_{2,2} q_{k2}$	2,05 kN m ⁻²

8. Verifiche degli elementi strutturali principali

8.1. Definizione del modello strutturale

Per la verifica degli elementi strutturali si è proceduto alla elaborazione di un modello tridimensionale attraverso il supporto di uno specifico programma di calcolo. Il modello strutturale è stato definito assegnando ai vari elementi strutturali caratteristiche di sismo-resistenza in relazione alle caratteristiche specifiche di ciascuna asta, secondo quanto previsto dal D.M. 17.01.2018.

Alcuni elementi strutturali sono stati considerati "secondari". Sia la rigidezza che la resistenza di tali elementi vengono ignorate nell'analisi della risposta e tali elementi vengono progettati per resistere ai soli carichi verticali. Tali elementi tuttavia devono essere in grado di assorbire le deformazioni della struttura soggetta all'azione sismica di progetto, mantenendo la capacità portante nei confronti dei carichi verticali; pertanto, limitatamente al soddisfacimento di tale requisito, agli elementi "secondari" sono stati applicati i particolari costruttivi definiti per gli elementi strutturali. La scelta degli elementi da considerare secondari non determina il passaggio da struttura "irregolare" a struttura "regolare", né il contributo alla rigidezza totale sotto azioni orizzontali degli elementi secondari supera il 15% della analoga rigidezza degli elementi principali.

Il modello tridimensionale di progetto prevede che tutti gli elementi strutturali in elevazione siano dissipativi e che la dissipazione si sviluppi ove le strutture intelaiate sono dotate di adeguata duttilità. Per il dettaglio delle verifiche degli elementi strutturali si rimanda al fascicolo di calcolo.

8.2. Criteri di verifica degli elementi strutturali principali

Per il dettaglio delle verifiche sugli elementi strutturali si rimanda al fascicolo di calcolo allegato.

8.3. Verifica dell'eccentricità trave-pilastro

L'eccentricità tra asse della trave ed asse del pilastro non supera $\frac{1}{4}$ della larghezza del pilastro; non è necessario assicurare che la trasmissione degli sforzi sia garantita attraverso armature adeguatamente dimensionate allo scopo.

9. Verifiche degli elementi non strutturali

9.1. Verifica delle tamponature

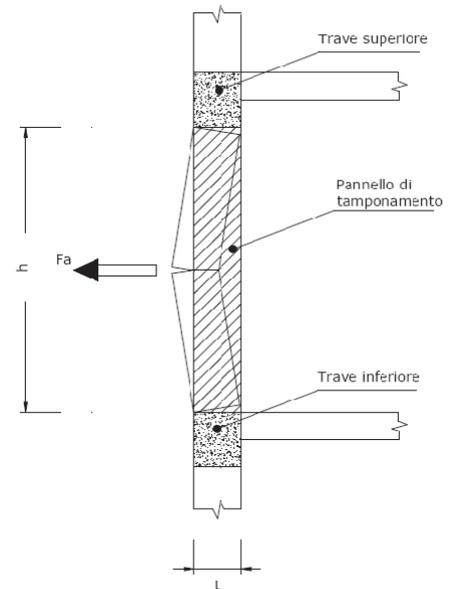
Gli elementi costruttivi senza funzione strutturale il cui danneggiamento può provocare danni a persone, devono essere verificati, insieme alle loro connessioni alla struttura, per l'azione sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite considerati. Gli effetti dell'azione sismica sugli elementi costruttivi senza funzione strutturale possono essere determinati applicando agli elementi detti una forza orizzontale F_a :

$$F_a = (S_a W_a) / q_a$$

S_a è l'accelerazione sismica agente sull'elemento;

W_a è il peso unitario dell'elemento;

q_a è il fattore di struttura dell'elemento



Tipologia	q_a
Parapetti o decorazioni aggettanti, insegne e pannelli pubblicitari, ciminiere, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole senza controventi per più di metà della loro altezza	1.0
Pareti interne ed esterne, tramezzature e facciate, ciminiere, antenne e serbatoi, elementi di ancoraggio per armadi e librerie permanenti direttamente poggianti sul pavimento, per controsoffitti e corpi illuminanti	2.0

Il peso del pannello e le altre caratteristiche meccaniche sono quelli relativi ad una muratura realizzata con blocchi tipo FV di spessore 30 cm

Caratteristica	Blocchi tipo FO	Blocchi tipo FV	Malta
Dimensioni (ltxh) [mm]	249 x 298 x 241	244 x 291 x 252	/
Peso [kg]	10,6	12,9	/
Resistenza a compressione [N/mm ²]	5,94	18,26	9,22
Resistenza a flessione [N/mm ²]	/	/	4,28
Modulo di elasticità [N/mm ²]	3.547	7.368	9.984
Coefficiente di Poisson (-)	0,21	3,38	0,10
Modalità di rottura nelle prove a compressione			

$$w_a = \mu_a g = 1.80 \text{ kN/m} \quad h = 3.80 \text{ m} \quad W_a = 14.31 \text{ kN/m}$$

$$f_d = 1.33 \text{ MPa} \quad E = 3500 \text{ MPa}$$

9.1.1. Azione ribaltante sul pannello

Il valore dell'azione per la verifica allo SLV del pannello è ottenuta assumendo i seguenti valori:

$$S_a = \frac{a_g}{g} S \left[\frac{3 \left(1 + \frac{z}{H} \right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1} \right)^2} - 0.5 \right]$$

$a_g = 0.208 g$	accelerazione massima del terreno su suolo tipo A;
$S = 1.410$	coefficiente che tiene conto delle categorie di suolo e topografica;
$Z_1 = 1.90 m$	quota del baricentro dell'elemento dal piano di fondazione;
$H = 4.60 m$	altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione
$T_1 = 0.113 s$	periodo di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;
$T_a = 0.013 s$	periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento

$$T_a = \frac{2}{\pi} \sqrt{\frac{\mu_a h^4}{EI}} = \frac{2}{\pi} \sqrt{\frac{\frac{1.80 N mm^{-1}}{g} \times (3800 mm)^4}{3500 N mm^{-2} \times 4.65 \cdot 10^{11} mm^4}}$$

$w_a = 18.00 kN/m$	peso lineare del pannello
$h = 3.80 m$	altezza netta del pannello
$E = 3500 MPa$	modulo elastico del pannello
$I = 4.65 \times 10^{11} mm^4$	momento di inerzia del pannello
da cui si ricava:	

$$S_a = 0.773$$

Gli effetti dell'azione sismica sugli elementi costruttivi senza funzione strutturale possono essere determinati applicando agli elementi detti una forza orizzontale F_a :

$$F_{a,1} = (S_a W_a)/q_a = 10.514 kN \quad M_{a,1} = F_{a,1} h / 4 = 4.99 kNm$$

9.1.2. Momento resistente del pannello

La resistenza in mezzeria del pannello può essere valutata considerando la resistenza a flessione del tamponamento armato dalla rete porta intonaco; assumendo una rete a maglia 4x5 mm con grammatura di 73 g/m² si ha una resistenza a rottura della rete di 29.0 kN (1450 N/5 cm) ed una resistenza allo SLU pari a circa 24.167 kN (vedi scheda tecnica allegata).

ARTICOLO	PESO	LARGHEZZA MAGLIA interasse di ogni filo	CARICO DI ROTTURA LONGITUDINALE (valore medio)	CARICO DI ROTTURA TRASVERSALE (valore medio)
	g/m ² (±5%)	mm	N/5 cm	N/5 cm
Gavazzi V3-73- A	73	4 x 5	1450	1450

La resistenza del pannello si ricava considerando la compressione assorbita dal laterizio e la trazione dalla rete. Assumendo il pannello scarico si ottiene:

- L = 1000 mm lunghezza unitaria del pannello
 - t = 300 mm spessore del pannello
 - f_d = 1.33 MPa resistenza di progetto della muratura del pannello
- il momento resistente è così determinato:

$$x = \frac{N_{y,rete}}{0.85 f_d L} = \frac{24167 \text{ N}}{0.85 \times 1.33 \text{ N/mm}^2 \times 1000 \text{ mm}} = 21.4 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = N_{y,rete} (t - x) = 6.73 \text{ kNm}$$

9.1.3. Verifica del pannello

Risulta:

$$M_{Rd} = 6.73 \text{ kNm} > M_{a,1}$$

La verifica del pannello è soddisfatta allo SLV.

10. Verifiche del sistema di fondazione

10.1. Verifica delle strutture di fondazione

Per le verifiche delle strutture del sistema di fondazione si rimanda al fascicolo di calcolo delle opere.

10.2. Verifica del terreno di fondazione

Per le verifiche del terreno del sistema di fondazione si rimanda al fascicolo di calcolo geotecnico.