

**LIBERO CONSORZIO COMUNALE DI AGRIGENTO**  
(L.R.15/2015)

ex Provincia Regionale di Agrigento

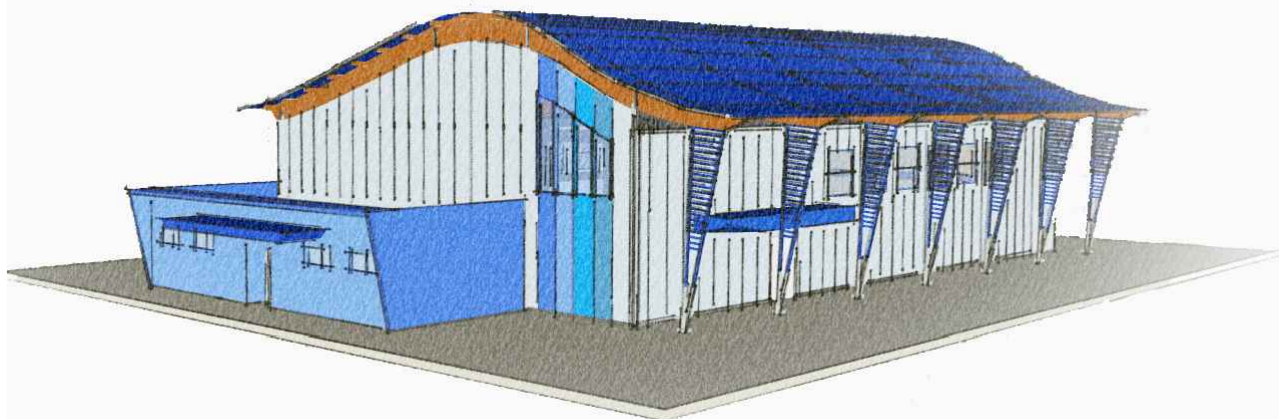
**Settore Infrastrutture stradali**

**Edilizia scolastica Patrimonio e Manutenzione**

Aggiornamento ed adeguamento alla normativa vigente del progetto esecutivo relativo ai lavori di costruzione dell'Istituto Tecnico per il Commercio in Campobello di Licata. Completamento.

**PROGETTO ESECUTIVO**

Procedura di affidamento ai sensi dell'art. 50 comma 1 lett.b) del D.lgs n.36/2023 a conferma dell'art. 1 comma 2 lett.a) del D.L. 16 Luglio 2020 n.76. D.Lgs. 50/2016 in deroga all'art. 36 comma 2,lett.a) del D.Lgs. 50/2016 come mod dall'art.1 della L.n.78 21 giugno 2022, (G.U. n. 77 del 31 marzo 2023 - S.O. n. 12) - CIG: A0374BAA46 -



N. Elaborato:

**11.1**

Titolo elaborato:

**11 - LABORATORI: STRUTTURALI**  
Relazione di calcolo strutture

**Il Responsabile Unico del Procedimento**  
(Arch. Alfonso Giulio)

**Il progettista**  
**Delta Ingegneria**  
Ing. Desiderio Carlino



A	Luglio 2024	Emissione	Ing. Desiderio Carlino	
REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	

---

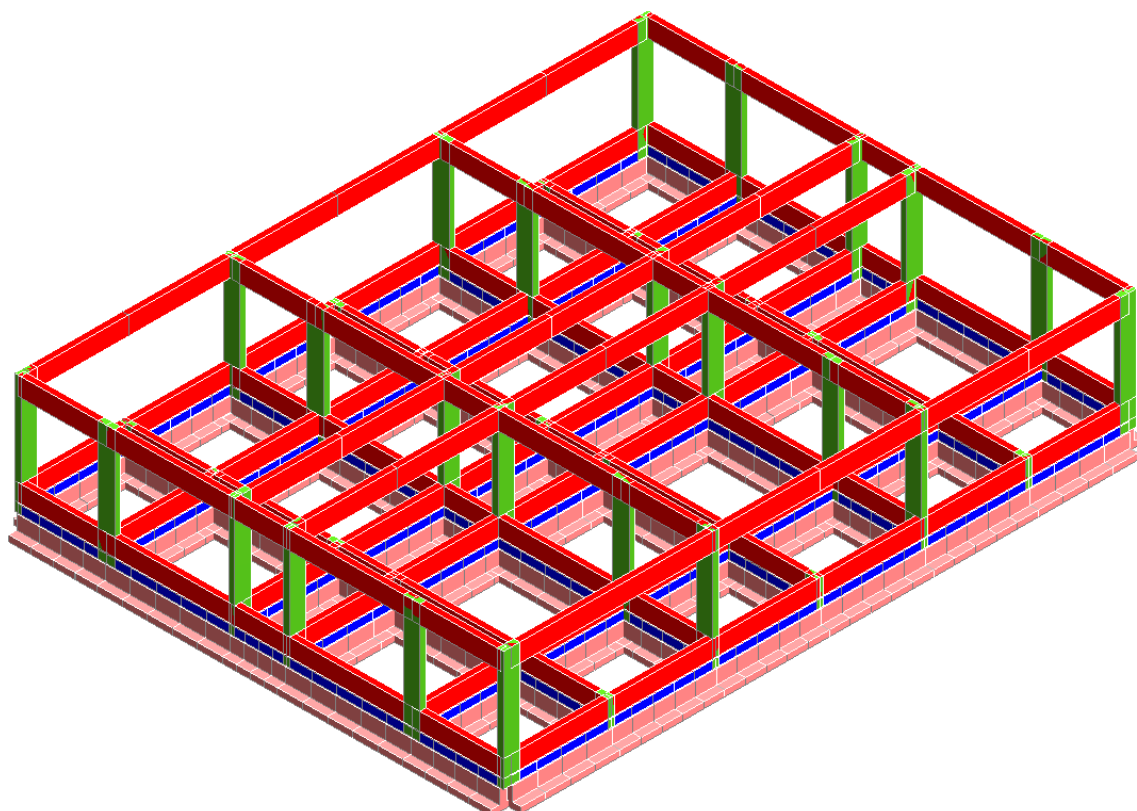
## INDICE

1. Descrizione generale dell'opera.....	2
2. Normative di riferimento .....	3
3. Caratteristiche della nuova struttura .....	3
4. Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento dell'opera progettata .....	4
5. Durabilità e prescrizioni sui materiali .....	5
5.1. Calcestruzzo .....	8
5.2. Acciaio per armature c.a.....	8
5.3. Copriferro.....	9
6. Analisi dei carichi.....	10
6.1. Peso proprio e carichi permanenti.....	10
6.2. Carichi accidentali.....	11
6.3. Carico vento .....	12
6.4. Carico neve.....	21
6.5. Azione termica.....	23
6.6. Azioni sismiche .....	23
7. Modalità calcolo e combinazioni di carico .....	32
8. Metodo di risoluzione della struttura .....	35
9. Codice di calcolo, solutore ed affidabilità dei risultati .....	36
10. Giudizio motivato di accettabilità.....	36

---

## 1. Descrizione generale dell'opera

La presente relazione riguarda il dimensionamento delle strutture dell'edificio destinato a Laboratori all'interno del progetto di aggiornamento e adeguamento alla normativa vigente del progetto esecutivo relativo ai lavori di costruzione dell'Istituto Tecnico per il Commercio in Campobello di Licata.



---

## 2. Normative di riferimento

I calcoli delle strutture sono stati svolti in conformità alle disposizioni delle normative e delle istruzioni di seguito richiamate:

- L. 1086 del 5.11.1971 'Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica';
- L. 64 del 02.02.74 'Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche';
- Norme Tecniche per le Costruzioni, emanate con il D.M. 17/01/2018 pubblicato nel suppl. 8 G.U. 42 del 20/02/2018;
- Circolare del Ministero Infrastrutture e Trasporti del 21 Gennaio 2019, n. 7 *"Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni"*.

## 3. Caratteristiche della nuova struttura

L'edificio ha una struttura intelaiata in c.a., formata da pilastri e travi, con fondazione di tipo diretto su travi rovesce e setti in c.a. raggiungi quota.

In particolare dal punto di vista strutturale, l'edificio presenta una parte già realizzata ed una parte di nuova realizzazione.

La parte strutturale esistente è costituita da:

- fondazione in c.a. diretta a trave rovescia;
- Setti e pilastri in c.a. raggiungi quota;
- travi in c.a e solaio di calpestio in latero-cemento a quota 1,30 m dall'estradosso della fondazione;
- pilastri in c.a dalla quota calpestio alla quota solaio di copertura.

Il progetto prevede il mantenimento della parte strutturale già realizzata costituita dal sistema di fondazione fino al piano di calpestio e la demolizione dei pilastri esistenti dalla quota copertura alla quota di calpestio, confermando per la parte in progetto la stessa geometria e orditura dei pilastri e del solaio del progetto originario.

La parte strutturale in progetto da realizzazione prevede:

- pilastri in c.a. dalla quota 1,30 m alla quota 5,85 (solaio di copertura);
- travi in c.a e solaio in latero-cemento a quota 5,85 m (solaio di copertura)

---

La fondazione esistente è del tipo diretto con travi rovesce di dimensioni 1,20 x 1,00 m, con setti raggiunti quota dello spessore di 30 cm.

Al piano di calpestio (quota 1,30 m dall'estradosso di fondazione) è stata realizzata una struttura intelaiata di travi (sez. 30\*90) e pilastri (sez. 30\*80 e 30\*60) in c.a. con solaio in latero-cemento dello spessore di 26 cm (20+6).

I pilastri in elevazione da realizzare dalla quota 1,30 m alla quota 5,85 m, presentano la stessa geometria dei pilastri esistenti (30\*80). L'impalcato di copertura a quota 5,85 m sarà realizzato con struttura intelaiata di travi (30\*90) e pilastri (30\*80) in c.a. e solaio in latero-cemento dello spessore di 31 cm (25+6).

#### 4. Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento dell'opera progettata

Ogni struttura, in presenza di azioni sismiche, deve essere assegnata ad una classe d'uso in funzione delle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso.

Le strutture sono state classificate di **Classe IV** (*Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità...* 2.4.2 NTC 2018) e progettate, trattandosi di costruzioni con livelli di prestazioni ordinari, per una **vita nominale della struttura** (*numero di anni nei quali la struttura, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali*) pari a  $V_N = 50$  anni (2.4.1 NTC 2018).

Le azioni sismiche da applicare alla struttura sono, pertanto, valutate in relazione ad un **periodo di riferimento**  $V_R$  che si ottiene a partire dalla vita nominale  $V_N$  moltiplicandola per un **coefficiente d'uso**  $C_U$ , che a sua volta dipende dalla classe d'uso secondo la Tabella 2.4.II delle NTC 2018.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso  $C_U$

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Pertanto considerando che per il caso in esame il coefficiente d'uso  $C_U$  risulta pari a 2, segue che il periodo di riferimento risulta pari a  $V_R = V_N * C_U = 100$  anni.

In definitiva sono stati definiti i seguenti parametri:

<i>Tipo di costruzione (§2.4.1 NTC 2018)</i>	<i>2</i>
<i>Vita nominale <math>V_N</math> (§2.4.1 NTC 2018)</i>	<i>50 anni</i>
<i>Classe d'uso (§2.4.2 NTC 2018)</i>	<i>IV</i>
<i><math>V_R</math> periodo di riferimento (§2.4.3 NTC 2018)</i>	<i>100 anni</i>

## 5. Durabilità e prescrizioni sui materiali

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2016 ed UNI 11104:2016.

Per le strutture esistenti i valori di calcolo del calcestruzzo e dell'acciaio sono stati desunti dalla relazione di calcolo presentata all'Ufficio del Genio Civile di Agrigento con Prot. N. 6833 del 17/06/2005, in particolare Calcestruzzo fcm 200 Kg/cm<sup>2</sup> e acciaio fsm 3800 Kg/cm<sup>2</sup>

Per le strutture in progetto, in accordo con la Tabella 1 della UNI11104-2016, riportata di seguito, e la XC2 per le parti in elevazione (pilastri, travi e solette in elevazione).

prospetto 1 Classi di esposizione		
Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono corrispondere le classi di esposizione
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco		
X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo e disgelo, abrasione o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici: ambiente molto asciutto.	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità relativa dell'aria molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico.
2 Corrosione indotta da carbonatazione		
Nel caso in cui il calcestruzzo che contiene armatura o altri inserti metallici sia esposto all'aria ed all'umidità, l'esposizione deve essere classificata come segue:		
XC1	Permanente secca, acquosa o saturo d'acqua	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità relativa dell'aria bassa. Calcestruzzo permanentemente immerso in acqua o esposto a condensa.
XC2	Prevalentemente acquoso o saturo d'acqua, raramente secco	Calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo. Calcestruzzo di strutture di contenimento acqua. Calcestruzzo di molte fondazioni.
XC3	Moderata o alta umidità dell'aria	Calcestruzzo in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità dell'aria da moderata ad alta.
XC4	Ciclicamente secco e acquoso o saturo d'acqua	Calcestruzzo in esterni con superfici soggette a alternanze di ambiente secco ed acquoso o saturo d'acqua. Calcestruzzo ciclicamente esposto all'acqua in condizioni che non ricadono nella classe XC2.

3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare		
Nel caso in cui il calcestruzzo armato o con inserti metallici sia esposto ad acqua contenente cloruri da origini diverse da quelle dell'acqua di mare, inclusi i sali disgelanti, l'esposizione deve essere classificata come segue:		
XD1	Moderata umidità dell'aria	Calcestruzzo esposto all'azione aggressiva dei cloruri trasportati dall'aria per esempio derivanti dall'uso di sali disgelanti. Per esempio impalcati da ponti, viadotti o barriere stradali.
XD2	Prevalentemente acquoso o saturo d'acqua, raramente secco	Calcestruzzo per impianti di trattamento acque o esposto ad acque contenenti cloruri, per esempio acque industriali o di piscine.
XD3	Ciclicamente secco e acquoso o saturo d'acqua	Calcestruzzo esposto a spruzzi di soluzioni di cloruri, per esempio derivanti da sali disgelanti. Per esempio su impalcati da ponti, viadotti o barriere stradali. Calcestruzzo di opere accessorie stradali (muri di sostegno), parti di ponti, pavimentazioni stradali o industriali o di parcheggi.
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare		
Nel caso in cui il calcestruzzo armato o con inserti metallici sia esposto ai cloruri dell'acqua di mare o a salsedine trasportata dall'acqua, l'esposizione deve essere classificata come segue:		
XS1	Aria che trasporta salsedine marina in assenza di contatto con l'acqua di mare	Calcestruzzo per strutture in zone costiere.
XS2	Acqua di mare	Calcestruzzo di parti di strutture marine completamente immerse in acqua.
XS3	Aree soggette a marea, moto ondoso, spruzzi di acqua di mare	Calcestruzzo di opere portuali, per esempio banchine, moli, pontili. Calcestruzzo di opere di difesa marittima, per esempio barriere frangiflutti, dighe foranee.
5 Attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza disgelanti		
Nel caso in cui il calcestruzzo sia esposto ad un significativo attacco da cicli di gelo/disgelo, purché bagnato, l'esposizione deve essere classificata come segue:		
XF1	Condizioni che determinano una moderata saturazione del calcestruzzo, in assenza di agente disgelante	Calcestruzzo di facciate, colonne o elementi strutturali verticali o inclinati esposti alla pioggia ed ai cicli di gelo/disgelo.
XF2	Condizioni che determinano una moderata saturazione del calcestruzzo in presenza di agente disgelante	Calcestruzzo di facciate, colonne o elementi strutturali verticali o inclinati esposti alla pioggia ed ai cicli di gelo/disgelo in presenza di sali disgelanti, per esempio opere stradali esposte al gelo in presenza di sali disgelanti trasportati dall'aria.
XF3	Condizioni che determinano una elevata saturazione del calcestruzzo in assenza di agente disgelante	Calcestruzzo di elementi orizzontali in edifici dove possono aver luogo accumuli d'acqua.
XF4	Condizioni che determinano una elevata saturazione del calcestruzzo con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare.	Calcestruzzo di elementi orizzontali, di strade o pavimentazioni, esposti al gelo ed ai sali disgelanti oppure esposti al gelo in zone costiere.
6 Attacco chimico <sup>*)</sup>		
Nel caso in cui il calcestruzzo sia esposto ad attacco chimico derivante da acque sotterranee o dal terreno, l'esposizione deve essere classificata come segue:		
XA1	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo	Calcestruzzo esposto a terreno naturale e acqua del terreno con caratteristiche chimiche del prospetto 2 della UNI EN 206:2014
XA2	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo	Calcestruzzo esposto a terreno naturale e acqua del terreno con caratteristiche chimiche del prospetto 2 della UNI EN 206:2014
XA3	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo	Calcestruzzo esposto a terreno naturale e acqua del terreno con caratteristiche chimiche del prospetto 2 della UNI EN 206:2014
*) Acque reflue con caratteristiche chimiche nei limiti indicati nel prospetto 2 della UNI EN 206:2014 e prive di altri aggressivi chimici sono classificabili con le classi di esposizione per l'attacco chimico da parte delle acque del terreno. L'acqua di mare per quanto riguarda l'attacco chimico è da considerare un ambiente moderatamente aggressivo.		

Ai sensi della Tab. 5 della UNI 11104-2016, pertanto, la classe di resistenza minima è:

- C28/35 per le strutture in elevazione.

Si è utilizzato calcestruzzo di classe C28/35 per le strutture fuori terra (travi, pilastri, solette).



prospetto 5		Valori limite per la composizione e le proprietà del calcestruzzo																		
		Classi di esposizione																		
		Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione		Corrosione delle armature indotta da cloruri						Attacco da cicli di gelo/disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico					
					Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti												
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3	
Massimo rapporto $a/c$		-	0,60		0,55	0,50	0,50	0,45		0,55	0,50	0,45	0,50	0,50	0,45		0,55	0,50	0,45	
Minima classe di resistenza		C12/15	C25/30		C30/37	C32/40	C32/40	C35/45		C30/37	C32/40	C35/45	C32/40	C25/30	C30/37		C30/37	32/40	35/45	
Minimo contenuto in cemento ( $\text{kg/m}^3$ ) <sup>d)</sup>		-	300		320	340	340	360		320	340	360	320	340	360		320	340	360	
Contenuto minimo in aria (%)													b)	4,0 <sup>a)</sup>						
Altri requisiti							E' richiesto l'utilizzo di cementi resistenti all'acqua di mare secondo UNI 9156						E' richiesto l'utilizzo di aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo				In caso di esposizione a terreno o acqua del terreno contenente solfati nei limiti del prospetto 2 della UNI EN 206:2014, è richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati <sup>c)</sup>			

a) Quando il calcestruzzo non contiene aria inglobata, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aerato per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo, da determinarsi secondo UNI CEN/TS 12390 -9, UNI CEN/TR 15177 o UNI 7087 per la relativa classe di esposizione. Il valore minimo di aria inglobata del 4% può ritenersi adeguato per calcestruzzi specificati con  $D_{upper} > 20\text{mm}$ ; per  $D_{upper}$  inferiori il limite minimo andrà opportunamente aumentato (ad esempio 5% per  $D_{upper}$  tra 12 mm e 16 mm).

b) Qualora si ritenga opportuno impiegare calcestruzzo aerato anche in classe di esposizione XF1 si adottano le specifiche di composizione prescritte per le classi XF2 e XF3.

c) Cementi resistenti ai solfati sono definiti dalla UNI EN 197-1 e su base nazionale dalla UNI 9156. La UNI 9156 classifica i cementi resistenti ai solfati in tre classi: moderata, alta e altissima resistenza solfatica. La classe di resistenza solfatica del cemento deve essere prescelta in relazione alla classe di esposizione del calcestruzzo secondo il criterio di corrispondenza della UNI 11417-1.

d) Quando si applica il concetto di valore  $k$  il rapporto massimo  $a/c$  e il contenuto minimo di cemento sono calcolati in conformità al punto 5.2.2.

In base a quanto definito nella tabella precedente e in accordo con quanto previsto nelle tabelle 4.1.III e 4.1.IV del D.M. 17 Gennaio 2018 si definiscono le condizioni ambientali ed i relativi limiti di apertura delle fessure accettabili per ciascun elemento strutturale.

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Nella tabella 4.1.IV del D.M. 17 Gennaio 2018, riportata di seguito, sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle condizioni ambientale e al tipo di armatura. Nel caso specifico si evidenziano i limiti di apertura delle fessure da utilizzare per le verifiche agli stati limite di esercizio.

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	$w_k$	Poco sensibile Stato limite	$w_k$
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

dove i valori nominali di apertura della fessurazione assumono i seguenti valori:

- $w_1 = 0,2 \text{ mm}$
- $w_2 = 0,3 \text{ mm}$
- $w_3 = 0,4 \text{ mm}$

In sintesi, essendo le armature lente poco sensibili, si è adottata la condizione di



esposizione ordinaria per le strutture di fondazione (pali e platea) e le strutture in elevazione (pilastri, travi e solette), con limiti di apertura delle fessure pari a 0,4 mm per combinazione frequente e a 0,3 mm per combinazione quasi permanente.

## 5.1. Calcestruzzo

### Calcestruzzo per travi, pilastri e solette

- classe di resistenza C28/35
- rapporto acqua/cemento max 0,60
- contenuto cemento min 300 kg/mc
- diametro inerte max 20 mm
- classe di consistenza S4
- classe esposizione XC2

### Parametri caratteristici e tensioni limite

Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck, cube}$	30,00	35,00	40,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck, cyl}$	25,00	28,00	32,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza cilindrica media	$f_{cm}=f_{ck}+8$	33,00	36,00	40,00	
Fattore di sicurezza calcestruzzo	$\gamma_c$	1,50	1,50	1,50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd}=0,85*f_{ck}/\gamma_c$	14,17	15,87	18,13	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione elastica	$\sigma_c=0,60*f_{ck}$	15,00	16,80	19,20	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione media (fino a C50/60)	$f_{ctm}=0,30*f_{ck}^{2/3}$	2,56	2,77	3,02	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione media	$f_{ctk}=0,7*f_{ctm}$	1,80	1,94	2,12	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza trazione di calcolo	$f_{ctd}=f_{ctk}/\gamma_c$	1,20	1,29	1,41	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione (comb. rara)	$\sigma_c=0,60*f_{ck}$	15,00	16,80	19,20	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione (comb. quasi permanente)	$\sigma_c=0,45*f_{ck}$	11,25	12,60	14,40	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico	$E_{cm}=22000 [f_{cm}/10]^{0,5}$	31476	32308	33346	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	$\nu$	0,2	0,2	0,2	

## 5.2. Acciaio per armature c.a.

L'acciaio tipo **B450 C** dovrà rispettare i seguenti rapporti:

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq$	450	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq$	540	N/mm <sup>2</sup>
Fattore di sicurezza acciaio	$\gamma_s$	1,15	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s$	391,30	N/mm <sup>2</sup>
Tensione massima a trazione (comb. Rara)	$\sigma_s=0,80*f_{yk}$	360,00	N/mm <sup>2</sup>
Allungamento totale al carico massimo	$A_g$	$\geq 7$	%
Rapporto	$f_t/f_y$	1,13-1,35	

Tutti i materiali e i prodotti per uso strutturale devono essere qualificati dal

produttore secondo le modalità indicate nel capitolo 11 delle “*Norme Tecniche per le Costruzioni*” aggiornate con D.M. 17 gennaio 2018. E’ onere del Direttore dei Lavori, in fase di accettazione, acquisire e verificare la documentazione di qualificazione.

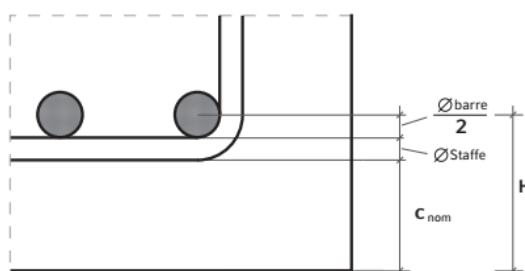
### 5.3. Copriferro

Al fine della protezione delle armature dalla corrosione occorre assicurare un valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro).

In conformità ai principi prestazionali su cui si basano le nuove Norme, il calcolo dell’entità del copriferro da utilizzare può essere condotto con riferimento a quanto riportato nella Circolare Esplicativa (C4.1.6.1.3).

Il copriferro nominale è definito da:

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev}$$



in cui

$C_{min}$  è il copriferro minimo necessario per la protezione delle armature dalla corrosione, indicato nella Tabella C4.1.IV della Circolare;

$\Delta C_{dev}$  è la tolleranza di esecuzione, pari a 10 mm o minore.

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
$C_{min}$	$C_o$	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

I valori della Tabella C4.1.IV si riferiscono a costruzioni con vita nominale di 50 anni (Tipo 2 secondo la Tabella 2.4.I delle NTC). Per costruzioni con vita nominale di 100 anni (Tipo 3 secondo la citata Tabella 2.4.I) i valori della Tabella C4.1.IV vanno aumentati di 10 mm. Per classi di resistenza inferiori a  $C_{min}$  i valori della tabella sono da aumentare di 5 mm. Per produzioni di elementi sottoposte a controllo di qualità che preveda anche la verifica dei copriferri, i valori della tabella

---

possono essere ridotti di 5 mm.

Pertanto, il copriferro minimo risulta pari:

- 20 mm per le solette in elevazione;
- 25 mm per i plinti, i pilastri e le travi.

Nel calcolo si è assunta una tolleranza di esecuzione di 10 mm e prudenzialmente si è assunto un copriferro di:

- 30 mm per le solette in elevazione;
- 35 mm per i plinti, i pilastri e le travi.

## **6. Analisi dei carichi**

Le azioni agenti sulle strutture sono principalmente:

- pesi propri (strutturali e non strutturali);
- azione del vento;
- azione della neve;
- azioni termiche;
- azione sismica.

### **6.1. Peso proprio e carichi permanenti**

Le azioni permanenti da inserire nelle combinazioni sono determinate a partire dalle dimensioni geometriche e dai pesi dell'unità di volume dei materiali di cui è composta la costruzione sia nelle parti strutturali sia in quelle non strutturali.

Per la determinazione dei pesi propri strutturali vengono utilizzati i valori dei pesi dell'unità di volume riportati nelle norme tecniche.

Per quanto riguarda i carichi permanenti non strutturali, cioè i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione, quali quelli relativi alle coperture, essi sono stati valutati sulla base delle dimensioni effettive delle opere e dei pesi dell'unità di volume dei materiali costituenti.

## 6.2. Carichi accidentali

Per quanto riguarda i carichi variabili si è considerato un carico accidentale di 50 kg/m<sup>2</sup>, considerando la copertura accessibile solo per manutenzione.

**Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni**

Cat.	Ambienti	q <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	Q <sub>k</sub> [kN]	H <sub>k</sub> [kN/m]
A	<b>Ambienti ad uso residenziale</b>			
	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	<b>Uffici</b>			
	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

**Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni**

Cat.	Ambienti	q <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	Q <sub>k</sub> [kN]	H <sub>k</sub> [kN/m]
C	<b>Ambienti suscettibili di affollamento</b>			
	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 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 servita, con le seguenti limitazioni		
		≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00

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.	da valutarsi caso per caso e comunque non minori di		
	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.

### 6.3. Carico vento

Il carico vento è stato determinato secondo il D.M. 17 gennaio 2018 Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» (§3.3 NTC 2018).

La pressione del vento è stata valutata mediante la seguente espressione:

$$P = q_r c_e c_p c_d$$

dove:

$q_r$  è la pressione cinetica di riferimento (§3.3.6 NTC 2018);

$C_e$  è il coefficiente di esposizione (§3.3.7 NTC 2018);

$C_p$  è il coefficiente di pressione (§3.3.8 NTC 2018);

$C_d$  è il coefficiente dinamico (§3.3.9 NTC 2018).

Si ipotizza che il carico agisca in direzione ortogonale alla superficie, esercitando una pressione ed una depressione sulla copertura.

La velocità base di riferimento  $v_b$  è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (Tab. 3.3.II NTC2018), riferito ad un periodo di ritorno  $TR = 50$  anni.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche,  $v_b$  è data

---

dall'espressione:

$$V_b = V_{b,0} \cdot c_a$$

con

$v_{b,0}$  velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1 NTC2018);

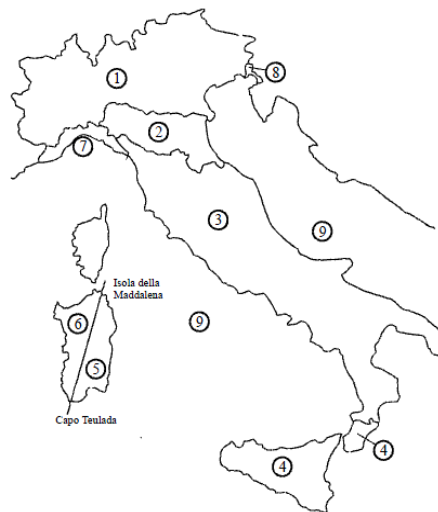
$c_a$  coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$
$$c_a = 1 + k_s \left( \frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

$a_0$ ,  $k_s$  sono parametri forniti nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1 NTC2018);

$a_s$  è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.



**Figura 3.3.1** – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

Tab. 3.3.I -Valori dei parametri  $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_s$

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_s$
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Essendo l'edificio in zona 4 (Sicilia) e ad una altitudine inferiore ai 500 m s.m.,  $c_a$  risulta pari a 1 e  $v_{b,0} = 28$  m/s, per cui la velocità base di riferimento:

$$v_b = 28 \cdot 1 = 28 \text{ m/s}$$

La velocità di riferimento  $v_r$  è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (Tab. 3.3.II NTC2018), riferito al periodo di ritorno di progetto  $T_R$ . Tale velocità è definita dalla relazione:

$$V_r = V_b \cdot c_r$$

dove

$v_b$  è la velocità base di riferimento, di cui al § 3.3.1;

$c_r$  è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto  $T_R$ .

In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, il coefficiente di ritorno è fornito dalla relazione:

$$c_r = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \times \ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}$$

dove  $T_R$  è il periodo di ritorno espresso in anni.

Ove non specificato diversamente, si assume  $T_R = 50$  anni, cui corrisponde  $c_r = 1$  e quindi  $v_r = v_b$ .

La pressione cinetica di riferimento del vento, espressa in N/m<sup>2</sup>, si ottiene



---

con la seguente formula:

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2$$

dove

$v_r$  è la velocità di riferimento del vento, di cui al § 3.3.2, espressa in m/s;

$\rho$  è la densità dell'aria, assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m<sup>3</sup>.

Il valore della pressione cinetica di riferimento vale:

$$q_r = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 28,00^2 = 490,00 \text{ N/m}^2 = 0,49 \text{ kN/m}^2$$

Per il coefficiente di esposizione vale la seguente relazione:

$$\begin{aligned} c_e(z) &= k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] && \text{per } z \geq z_{\min} \\ c_e(z) &= c_e(z_{\min}) && \text{per } z < z_{\min} \end{aligned}$$

dove

$k_r$ ,  $z_0$ ,  $z_{\min}$  assegnati in Tab. 3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

$c_t$  è il coefficiente di topografia, posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	$K_r$	$z_0$ [m]	$z_{\min}$ [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

La categoria di esposizione è assegnata nella Fig. 3.3.2 in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno definita in Tab. 3.3.III.

Nelle fasce entro 40 km dalla costa, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ....)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

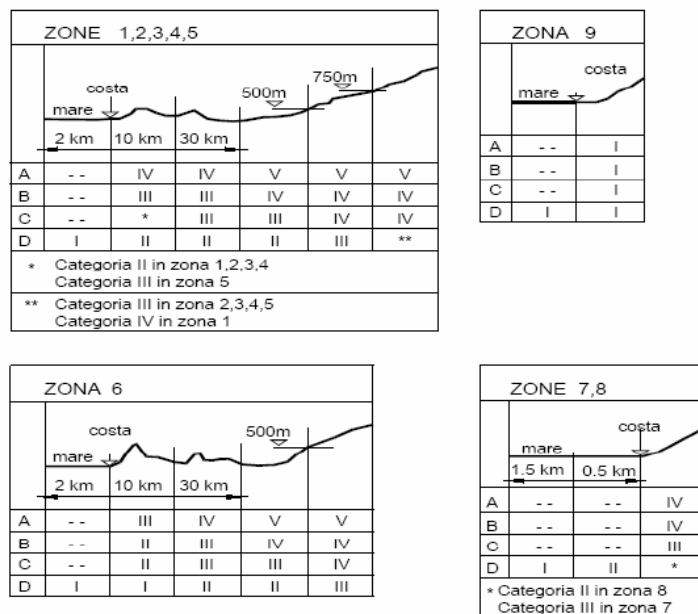


Fig. 3.3.2 - Definizione delle categorie di esposizione

Per la zona 4 (Sicilia), essendo la struttura in progetto nell'abitato di Villaggio Mosè (Classe di rugosità del terreno B), ad una distanza di circa 2,8 km dalla costa e ad una quota di circa 63 m s.m., inferiore ai 500 m s.m., la categoria d'esposizione è la III.

Quindi risulta  $k_r=0,20$ ,  $z_0=0,10$  m e  $z_{min} = 5,00$  m

Il valore del coefficiente di esposizione alla quota massima della copertura  $z$ , variabile da 9,20 a 13,15 m circa, vale:

$$C_{e,a} = 0,202 \cdot 1 \cdot \ln(9,20/0,10) \cdot [7+1 \cdot \ln(9,20/0,10)] = 2,08$$

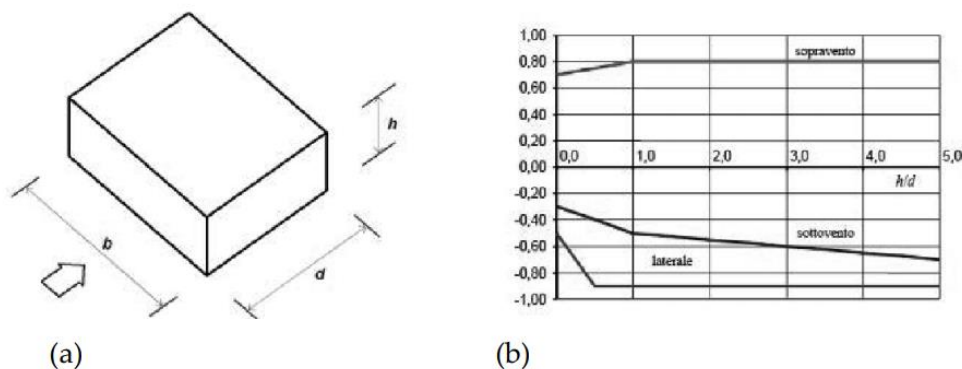
$$C_{e,b} = 0,202 \cdot 1 \cdot \ln(13,15/0,10) \cdot [7+1 \cdot \ln(13,15/0,10)] = 2,32$$

Il coefficiente dinamico  $c_d$  tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura.

Esso è stato assunto cautelativamente pari ad 1, trattandosi di una costruzione di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza.

Il calcolo del coefficiente di pressione (coefficiente di forma nelle NTC2008) è stato completamente rivisto dalle NTC2018.

I coefficienti globali  $c_{pe}$  da assumere sulle pareti di un edificio a pianta rettangolare sono riportati in Figura C3.3.2 e in Tabella C3.3.I, in funzione del rapporto  $h/d$  tra i lati della costruzione.



a) Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare,

b) Edifici a pianta rettangolare:  $c_{pe}$  per facce sopravento, sottovento e laterali

**Fig. C3.3.2**

**Tabella C3.3.I:** Edifici a pianta rettangolare:  $c_{pe}$  per facce sopravento, sottovento e laterali

Faccia sopravento	Faccia laterale	Faccia sottovento
$h/d \leq 1$ : $c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$	$h/d \leq 0,5$ : $c_{pe} = -0,5 - 0,8 \cdot h/d$	$h/d \leq 1$ : $c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$
$h/d > 1$ : $c_{pe} = 0,8$	$h/d > 0,5$ : $c_{pe} = -0,9$	$1 < h/d \leq 5$ : $c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$

Per gli edifici bassi, ossia con altezza minore o uguale della dimensione in pianta ortogonale al flusso del vento ( $h \leq b$ ), l'altezza di riferimento è costante e pari

alla quota di sommità dell'edificio.

Per le coperture a falda singola o doppia con inclinazioni  $-5^\circ \leq \alpha \leq +5^\circ$  occorre fare riferimento al caso di copertura piana.

La copertura ha una pendenza variabile da circa  $3,3^\circ$  a  $10,2^\circ$ , con una pendenza media di circa  $6,2^\circ$ . Cautelativamente, si considera la copertura con pendenza massima di  $10^\circ$ .

L'altezza di riferimento per le coperture piane è pari alla quota massima della copertura stessa, inclusa la presenza dei parapetti e di altri analoghi elementi.

I coefficienti globali  $c_{pe}$  da assumere sulle coperture di un edificio a pianta rettangolare sono riportati in Figura C3.3.5 e in Tabella C3.3.III.

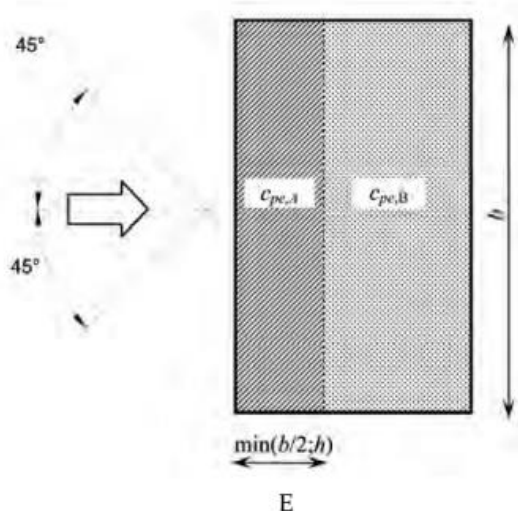


Figura C3.3.5 - Schema di riferimento per coperture piane

Tabella C3.3.III - Edifici rettangolari:  $c_{pe}$  per coperture piane.

Fascia sopravvento di profondità pari al minimo tra $b/2$ e $h$ :	$c_{pe,A} = -0,80$
Restanti zone	$c_{pe,B} = \pm 0,20$

Nella zona sottovento la pressione può assumere sia valori negativi sia valori positivi, per cui si devono considerare entrambi i casi.

Per le coperture a falda singola di un edificio rettangolare, i coefficienti globali da assumere, nel caso di vento ortogonale alla direzione del colmo, sono riportati in Figura C3.3.8 e in Tabella C3.3.V.

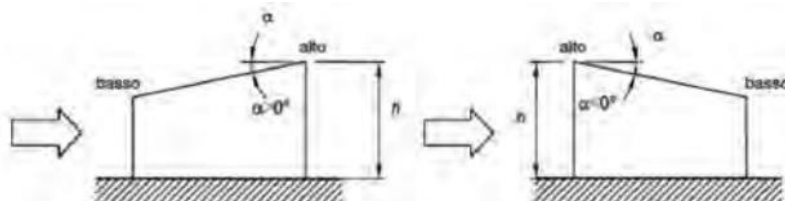


Figura C3.3.7 - Schema di riferimento per coperture a semplice falda

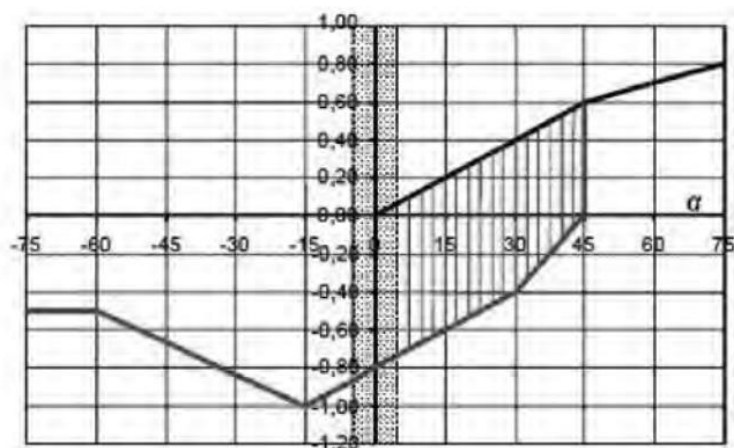


Figura C3.3.8 - Coperture a semplice falda: valori del coefficiente  $c_{pe}$ : vento perpendicolare alla direzione del colmo.

Tabella C3.3.V - Coefficienti di pressione per coperture a semplice falda ( $\alpha$  in  $^\circ$ ): vento perpendicolare alla direzione del colmo.

Valori negativi		Valori positivi	
$\alpha \leq -60^\circ$	$c_{pe} = -0,5$	$0^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	$c_{pe} = +\alpha/75$
$-60^\circ \leq \alpha \leq -15^\circ$	$c_{pe} = -0,5 - (\alpha+60)/90$	$45^\circ \leq \alpha \leq 75^\circ$	$c_{pe} = +0,6 + (\alpha-45)/150$
$-15^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$c_{pe} = -1,0 + (\alpha+15)/75$		
$30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	$c_{pe} = -0,4 + (\alpha-30)/37,5$		

Nel caso di inclinazione  $5^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ , la pressione può variare rapidamente da valori negativi a valori positivi, per cui la norma fornisce valori dei coefficienti di pressione con entrambi i segni; in generale, si considerano ambedue le condizioni di carico, valutando quale può condurre a situazioni più gravose per la struttura o l'elemento strutturale considerato.

I coefficienti globali, nel caso di vento parallelo alla direzione del colmo sono riportati in Figura C3.3.9 e in Tabella C3.3.VI.

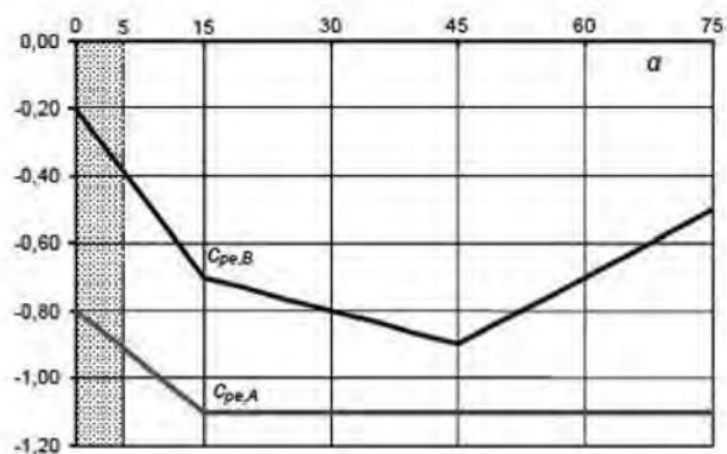


Figura C3.3.9 - Coefficienti di pressione per coperture a semplice falda: vento parallelo alla direzione del colmo

Tabella C3.3.VI - Coefficienti di pressione per coperture a semplice falda ( $\alpha$  in  $^{\circ}$ ): vento parallelo alla direzione del colmo.

Fascia sopravvento di profondità pari al minimo tra $b/2$ ed $h$	$0^{\circ} \leq \alpha \leq 15^{\circ}$	$C_{pe,A} = -0,8 - \alpha/50$
	$15^{\circ} < \alpha$	$C_{pe,A} = -1,10$
Restanti zone	$0^{\circ} \leq \alpha \leq 15^{\circ}$	$C_{pe,B} = -0,2 - \alpha/30$
	$15^{\circ} \leq \alpha \leq 45^{\circ}$	$C_{pe,B} = -0,7 - (\alpha - 15)/150$
	$45^{\circ} \leq \alpha$	$C_{pe,B} = -0,9 + (\alpha - 45)/75$

Le pressioni interne agli edifici dipendono dalla superficie delle aperture che questi presentano verso l'esterno. Si possono verificare i tre casi seguenti:

Caso 1 - Se per almeno due facce dell'edificio, l'area totale delle aperture presenti su ciascuna faccia supera il 30% della superficie totale della faccia stessa si applicano le prescrizioni riportate nel § C3.3.8.2 (tettoie).

Caso 2 - Se l'edificio non rientra nel caso precedente, ma presenta una superficie dotata di un'area totale di aperture pari ad almeno il doppio della somma delle aree delle aperture presenti sulle rimanenti superfici, il coefficiente di pressione interna  $c_{pi}$  è pari a  $0,75 \cdot c_{pe}$ ; se invece l'area delle aperture presenti su detta superficie è pari ad almeno il triplo dell'area delle aperture presenti sulle rimanenti superfici, il coefficiente di pressione interna  $c_{pi}$  è pari a  $0,90 \cdot c_{pe}$ . L'altezza di riferimento  $z_i$  è pari all'altezza di riferimento  $z_e$  relativa alla superficie dominante.

Caso 3 - Se l'edificio non rientra in nessuno dei casi precedenti, ma è dotato di porosità distribuita in maniera circa uniforme, in assenza di determinazioni più dettagliate, per le quali si farà riferimento a documenti di comprovata validità, si possono assumere i valori  $c_{pi} = +0,2$  e  $c_{pi} = -0,3$  considerando il caso che di volta in volta conduce alla situazione maggiormente gravosa.

L'altezza di riferimento  $z_i$  è pari all'altezza massima dell'edificio.

L'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione:

$$P_f = q_r \cdot c_e \cdot c_f$$

dove  $c_f$  è il coefficiente d'attrito, funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente, ricavabile dalla tabella C.3.3.I delle "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008".

Superficie	Coefficiente d'attrito $c_f$
Liscia (acciaio, cemento a faccia liscia..)	0,01
Scabra (cemento a faccia scabra, catrame..)	0,02
Molto scabra (ondulata, costolata, piegata..)	0,04

Per l'edificio in oggetto sono stati definiti i seguenti dati:

DATI GENERALI DI STRUTTURA				
DATI DI CALCOLO		PER AZIONE VENTO		
Zona Geografica	4	Altitudine s.l.m. (m)		200,00
Distanza dalla costa (km)	2,00	Tempo di Ritorno (anni)		50,00
Classe di Rugosità	C	Coefficiente Topografico		1,00
Coefficiente dinamico	1,00	Coefficiente di attrito		0,02
Velocità di riferim. (m/s)	28,02	Pressione di riferim.(kg/mq)		49,07
Categoria di Esposizione	II			

#### 6.4. Carico neve

Il carico neve è stato determinato secondo il capitolo 3.4 delle NTC2018 e la relativa Circolare.

Il carico provocato dalla neve sulle coperture è stato valutato mediante la seguente espressione:

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

dove:

$q_{sk}$  è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo (3.4.2);

$\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura (3.4.3);

$C_E$  è il coefficiente di esposizione (3.4.4);



$C_t$  è il coefficiente termico (3.4.5).

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento della neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, non dovrà essere assunto minore di quello calcolato in base alle espressioni riportate nel seguito, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni per le varie zone indicate nella Fig. 3.4.1.

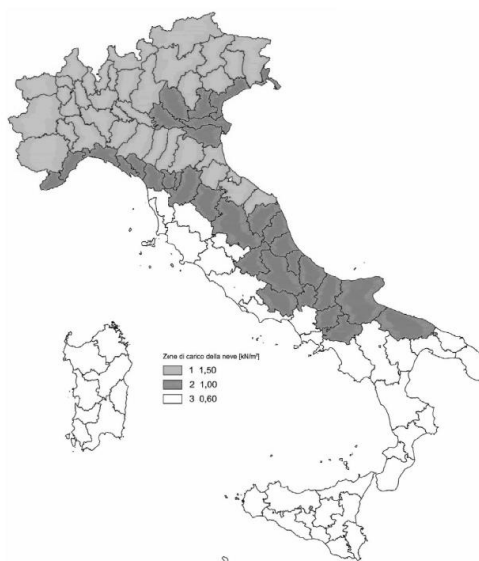


Fig. 3.4.1 – Zone di carico della neve

Per la zona III (Sicilia), il valore caratteristico del carico al suolo vale:

$$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

I coefficienti di forma delle coperture dipendono dalla forma stessa della copertura e dall'inclinazione sull'orizzontale delle sue parti componenti e dalle condizioni climatiche locali del sito ove sorge la costruzione.

In assenza di dati suffragati da opportuna documentazione, i valori nominali del coefficiente di forma  $\mu_1$  delle coperture ad una o a due falde possono essere ricavati dalla Tab. 3.4.II, essendo  $\alpha$  espresso in gradi sessagesimali, l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale.

Tab. 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Il coefficiente di esposizione  $C_E$  tiene conto delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori consigliati di questo coefficiente sono forniti in Tab. 3.4.I per diverse classi di esposizione. Si assume  $C_E = 1$ .

Tab. 3.4.I – Valori di  $C_E$  per diverse classi di esposizione

Topografia	Descrizione	$C_E$
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	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Il coefficiente termico tiene conto della riduzione del carico della neve, a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente dipende dalle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura.

In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere posto  $C_t = 1$ .

Essendo l'inclinazione inferiore a  $30^\circ$  e la quota dell'edificio al suolo (63 m s.m.) inferiore a 200 m s.m., l'azione della neve risulta:

$$q_s = 0,60 \cdot 0,80 \cdot 1,00 \cdot 1,00 = 0,48 \text{ kN/m}^2 = 48,9 \text{ kg/m}^2$$

## 6.5. Azione termica

Si considera, cautelativamente, un  $\Delta T$  di  $15^\circ$ .

## 6.6. Azioni sismiche

L'edificio in oggetto è stato calcolato come tipologia di **intervento di adeguamento con analisi sismica di tipo lineare**.

Inoltre il livello di conoscenza considerato per parte di struttura esistente (fondazione, setti, travi e solaio di calpestio) per l'edificio oggetto di verifica (circolare C.C.LL.PP. 21 gennaio 2019 n. 7, Cap. C8.5.4), in assenza di una campagna di indagini strumentali, è

- LC1, cui corrisponde un fattore di confidenza pari a 1,35, per i quali è stato possibile individuare il fascicolo strutturale ma non è stato possibile eseguire delle prove sui materiali in situ.

Tabella C8.5.IV – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1		Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <u>indagini limitate</u> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <u>prove limitate</u> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Elaborati progettuali incompleti con <u>indagini limitate</u> in situ; in alternativa <u>indagini estese</u> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <u>prove limitate</u> in situ; in alternativa da <u>prove estese</u> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <u>indagini limitate</u> in situ; in alternativa <u>indagini esaustive</u> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <u>prove estese</u> in situ; in alternativa da <u>prove esaustive</u> in situ	Tutti	1,00

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limiti considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. 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 A quale definita al punto 3.2.2 delle NTC2018), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_{e(T)}$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ , come definite al punto 3.2.1 delle NTC2018, nel periodo di riferimento  $V_R$ , definito al punto 2.4 delle NTC2018.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , 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;

$T_C^*$  valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I valori di  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_C^*$  necessari per la determinazione delle azioni sismiche sono ricavati dagli Allegati A e B alle NTC2008 e s.m.i., mentre le probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportati nella Tabella

### 3.2.I delle NTC2018.

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento  $P_{VR}$  in funzione dello stato limite considerato

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

Quindi considerando che per la struttura in oggetto, le norme tecniche prevedono di verificare lo Stato Limite di Danno (SLD) e lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), dalla Tabella 3.2.I si ricavano per tali stati limite le Probabilità di superamento  $P_{VR}$ .

Nelle tabelle allegate alle NTC2008 e s.m.i. vengono forniti, per 1075 punti del reticolo di riferimento e per 9 valori del periodo di ritorno  $T_R$  (30 anni, 50 anni, 101 anni, 140 anni, 201 anni, 475 anni, 975 anni, 247 anni), i valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_C^*$  da utilizzare per definire l'azione sismica nei modi previsti dalle NTC.

I punti del reticolo di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine, l'accelerazione al sito  $a_g$  è espressa in g/10;  $F_o$  è adimensionale,  $T_C^*$  è espresso in secondi.

Attraverso l'espressione [1] dell'Allegato e per il periodo di riferimento  $V_R$  assegnato alla struttura si ricava per ogni Stato Limite il corrispondente valore del tempo di ritorno  $T_R = -V_R / \ln(1-P_{VR}) = -C_U V_N / \ln(1-P_{VR})$ .

Nel nostro caso per  $VR = 50$  anni si ricavano i seguenti valori:  $T_R(63\%) = 50$  anni e  $T_R(10\%) = 474$  anni

Sulla base della Latitudine e della Longitudine del sito in cui ricadiamo, si ricavano quindi i 4 punti del reticolo che circoscrivono il punto stesso. Si ricavano così i valori dei parametri nel punto di interesse interpolando il valore di ogni parametro tra i quattro valori corrispondenti ai quattro punti del reticolo.

Questo procedimento è stato svolto automaticamente dal software della STS utilizzato per il calcolo strutturale dell'edificio, una volta inseriti i valori di Longitudine = 13,92164° e Latitudine = 37,25124° del sito dove sorgono le costruzioni.

Per gli stati limite considerati vengono calcolati i parametri di aggancio necessari per il calcolo degli spettri di risposta corrispondenti.

I valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$  e  $T_C^*$  determinati sono relativi a condizioni del sito di riferimento rigido con assenza di effetti locali dei terreni, ovvero con presenza di

substrato sismico ( $V_{s30} > 800 \text{ m/s}$ ) affiorante o subaffiorante ed in condizioni morfologiche pianeggianti.

Pertanto, qualora il sito di progetto non presenti le suddette condizioni deve essere, come indicato al Cap.3.2.2 delle NTC2018, compiere specifiche analisi di valutazione della risposta sismica locale, o in alternativa, si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II) e delle condizioni topografiche (Tab. 3.2.III) per individuare il coefficiente di amplificazione topografica.

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 3 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>

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	<i>Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media <math>i \leq 15^\circ</math></i>
T2	<i>Pendii con inclinazione media <math>i &gt; 15^\circ</math></i>
T3	<i>Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media <math>15^\circ \leq i \leq 30^\circ</math></i>
T4	<i>Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media <math>i &gt; 30^\circ</math></i>

In questo modo si riesce a tenere conto delle condizioni stratigrafiche del volume di terreno interessato dall'opera ed anche delle condizioni topografiche, poiché entrambi questi fattori concorrono a modificare l'azione sismica in superficie rispetto a quella attesa su un sito rigido con superficie orizzontale. Tali modifiche, in ampiezza, durata e contenuto in frequenza, sono il risultato della risposta sismica locale.

Si denomina infatti “risposta sismica locale” l'azione sismica quale emerge in superficie a seguito delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza subite trasmettendosi dal substrato rigido.

Le modifiche sopra citate corrispondono quindi a:

- effetti stratigrafici legati alla successione stratigrafica, alle proprietà meccaniche dei terreni, alla geometria del contatto tra il substrato rigido e i terreni sovrastanti ed alla geometria dei contatti tra gli strati di terreno;

- effetti topografici, legati alla configurazione topografica del piano campagna.

Al fine di ricavare le azioni sismiche applicate alla struttura, bisogna quindi costruire innanzitutto lo “Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali” da cui potremo ricavare gli spettri di progetto.

Lo Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali, quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , è definito dalle espressioni 3.2.2 della NTC2018:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

nelle quali  $T$  ed  $S_e$  sono, rispettivamente, periodo proprio di vibrazione e spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico.  $S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente (3.2.3 NTC2018):

$$S = S_S \cdot S_T$$

essendo  $S_S$  il coefficiente di amplificazione stratigrafica (Tab. 3.2.IV) e  $S_T$  il coefficiente di amplificazione topografica (Tab. 3.2.V).

$\eta$  è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%, mediante la relazione (3.2.4 NTC2018):

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55$$

dove  $\xi$  (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

$F_o$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

$T_C$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da (3.2.5 NTC2018):

$$T_C = C_c \cdot T_c^*$$

dove  $T_C^*$  è definito al paragrafo 3.2 e  $C_C$  è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (Tab. 3.2.IV);

$T_B$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, dato dalla relazione (3.2.6):

$$T_B = T_C / 3$$

$T_D$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione (3.2.7):

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$

Al fine di individuare le forme spettrali è necessario definire la categoria del sottosuolo in base alla Tab. 3.2.II.

Dalle indagini, il suolo è stato caratterizzato di **Categoria B**.

Nota la categoria di sottosuolo, si ricavano i valori di  $S_s$  e  $C_C$  attraverso le relazioni della Tabella 3.2.IV:

Tab. 3.2.IV – Espressioni di  $S_s$  e di  $C_C$

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_C$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Per tener conto, invece, delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico  $S_T$  riportati nella Tab. 3.2.V, in funzione delle categorie topografiche definite in paragrafo 3.2.2 delle NTC2018 e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$

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

Il sito è stato classificato di tipo T1, per cui il valore del coefficiente di amplificazione topografica è pari a 1,0.

In modo analogo è possibile ricavare lo "Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale", utilizzando le relative formule



---

(3.2.3.2.2 NTC2018).

E' a questo punto possibile passare agli spettri di risposta di progetto per ogni Stato Limite attraverso le seguenti considerazioni:

#### **Spettri di progetto per gli stati limite di esercizio**

Per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto  $S_{d(T)}$  da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  considerato.

#### **Spettri di progetto per gli stati limite ultimi**

Poiché le verifiche agli stati limite ultimi non vengono effettuate tramite l'uso di opportuni accelerogrammi ed analisi dinamiche al passo, ai fini del progetto e della verifica delle strutture, le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche che tiene conto in modo semplificato:

- della capacità dissipativa anelastica della struttura;
- della sua sovraresistenza;
- dell'incremento del suo periodo proprio a seguito della plasticizzazione.

In tal caso, lo spettro di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  considerato.

I metodi di analisi si articolano in lineari e non lineari, in funzione delle caratteristiche della struttura e del modello di comportamento adottato.

Nel caso di analisi lineare, la domanda sismica per strutture a comportamento sia non dissipativo, sia dissipativo, può essere ridotta utilizzando un opportuno fattore di comportamento  $q$ . I valori attribuibili a  $q$  variano in funzione del comportamento strutturale (dissipativo o non dissipativo) e dello stato limite considerati, legandosi all'entità delle plasticizzazioni, che a ciascuno stato limite si accompagnano.

Per ciascuno degli stati limite e dei metodi di analisi considerati, nella tabella successiva sono riportati:

- per l'analisi lineare, il comportamento strutturale, le modalità di modellazione dell'azione sismica e i limiti da attribuire al fattore di comportamento  $q$ , a seconda dello stato limite considerato;
- per l'analisi non lineare, il comportamento strutturale, le modalità di

modellazione dell'azione sismica.

**Tab. 7.3.I – Limiti su  $q$  e modalità di modellazione dell'azione sismica**

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
SLU	SLV	$q \geq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

Il fattore di comportamento è definito nel Capitolo 7 delle NTC2018. I valori massimi  $q_{lim}$  sono calcolati come prodotto del fattore di comportamento base  $q_0$  per un fattore  $K_r$ , funzione della regolarità in altezza della struttura.

I valori massimi del fattore di comportamento base  $q_0$  è riportato nella tabella 7.3.II in funzione della Classe di Duttilità, della tipologia strutturale, del coefficiente  $\lambda$  di cui al § 7.9.2.1 e del rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la plasticizzazione in un numero di zone dissipative tale da rendere la struttura un meccanismo e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione.

**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"
<b>Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)</b>		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	$4,5 \alpha_u/\alpha_1$	$3,0 \alpha_u/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	$4,0 \alpha_u/\alpha_1$	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
<b>Costruzioni con struttura prefabbricata (§ 7.4.5.1)</b>		
Strutture a pannelli	$4,0 \alpha_u/\alpha_1$	3,0
Strutture monolitiche a cella	3,0	2,0
Strutture con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati	3,5	2,5
<b>Costruzioni d'acciaio (§ 7.5.2.2) e composte di acciaio-calcestruzzo (§ 7.6.2.2)</b>		
Strutture intelaiate	$5,0 \alpha_u/\alpha_1$	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	$2,0 \alpha_u/\alpha_1$	2,0
Strutture intelaiate con controventi concentrici	$4,0 \alpha_u/\alpha_1$	4,0
Strutture intelaiate con tamponature in murature	2,0	2,0

**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**

Costruzioni di legno (§ 7.7.3)		
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni Strutture reticolari iperstatiche con giunti chiodati	3,0	2,0
Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico	4,0	2,5
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi chiodati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni.	5,0	3,0
Pannelli di tavole incollate a strati incrociati, collegati mediante chiodi, viti, bulloni Strutture reticolari con collegamenti a mezzo di chiodi, viti, bulloni o spinotti		2,5
Strutture cosiddette miste, con intelaiatura (sismo-resistente) in legno e tamponature non portanti		
Strutture isostatiche in genere, compresi portali isostatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, e altre tipologie strutturali		1,5
Costruzioni di muratura (§ 7.8.1.3)		
Costruzioni di muratura ordinaria	1,75 $\alpha_w/\alpha_1$	
Costruzioni di muratura armata	2,5 $\alpha_w/\alpha_1$	
Costruzioni di muratura armata con progettazione in capacità	3,0 $\alpha_w/\alpha_1$	
Costruzioni di muratura confinata	2,0 $\alpha_w/\alpha_1$	
Costruzioni di muratura confinata con progettazione in capacità	3,0 $\alpha_w/\alpha_1$	
Ponti (§ 7.9.2.1)		
<b>Pile in calcestruzzo armato</b>		
Pile verticali inflesse	3,5 $\lambda$	1,5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	2,1 $\lambda$	1,2
<b>Pile in acciaio:</b>		
Pile verticali inflesse	3,5	1,5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	2,0	1,2
Pile con controventi concentrici	2,5	1,5
Pile con controventi eccentrici	3,5	-
<b>Spalle</b>		
In genere	1,5	1,5
Se si muovono col terreno	1,0	1,0

Per la componente verticale dell'azione sismica, il valore del fattore di comportamento  $q$  è 1,5, valido per qualunque tipologia strutturale e di materiale.

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:

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD"B"} \leq 1,5$$

Nel nostro caso, si è assunto un **comportamento strutturale dissipativo con classe di duttilità media** con un fattore  $q = 2,5$ .

---

Di seguito si riportano i parametri sismici di progetto:

<b>Vita Nominale – Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari</b>	<b>50</b>
<b>Classe d'Uso – Costruzioni con funzioni strategiche</b>	<b>IV</b>
<b>Categoria del Suolo</b>	<b>B</b>
<b>Categoria Topografica</b>	<b>1</b>
<b>Latitudine del sito oggetto di edificazione</b>	<b>37,25124°</b>
<b>Longitudine del sito oggetto di edificazione</b>	<b>13,92164°</b>
<b>Comportamento strutturale</b>	<b>Dissipativo Media</b>

## **7. Modalità calcolo e combinazioni di carico**

Il calcolo è stato eseguito con l'ausilio del software della STS CDSWin, modellando la struttura con elementi aste (travi e pilastri) soggette alle azioni prima individuate.

L'analisi per le combinazioni delle azioni permanenti e variabili è stata condotta in regime elastico lineare. Per quanto riguarda le azioni sismiche, tenendo conto che per la tipologia strutturale in esame possono essere significativi i modi superiori, si è optato per l'analisi modale con spettro di risposta di progetto o "analisi lineare dinamica". La scelta è stata anche dettata dal fatto che tale tipo di analisi è nelle NTC2018 indicata come l'analisi di riferimento che può essere utilizzata senza limitazione di sorta.

L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione;
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Verranno considerati tutti i modi con massa partecipante significativa e considerando un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Il metodo di verifica agli Stati Limite (SL) prevede due insiemi di verifiche, rispettivamente per gli stati limite ultimi S.L.U. e gli stati limite di esercizio S.L.E..

In particolare si è verificata:

- la sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (S.L.U.) che possono provocare eccessive deformazioni permanenti, crolli parziali o globali,

---

dissesti, che possono compromettere l'incolumità delle persone e/o la perdita di beni, provocare danni ambientali e sociali, mettere fuori servizio l'opera. Per le verifiche sono stati utilizzati i coefficienti parziali relativi alle azioni ed alle resistenze dei materiali in accordo a quando previsto dal D.M. 17/01/2018 per i vari tipi di materiale.

- la sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio (S.L.E.) che possono limitare nell'uso e nella durata l'utilizzo della struttura per le azioni di esercizio.
- la sicurezza nei riguardi dell'instabilità, quali lo svergolamento delle travi inflesse e lo sbandamento laterale degli elementi compressi o pressoinflessi.
- la sicurezza nei riguardi degli stati limite di danno (S.L.D.).

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal D.M. 17/01/2018 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive, di cui al paragrafo 2.5.3 delle NTC2018:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (S.L.U.);

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (S.L.E.) irreversibili;

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (S.L.E.) 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 (S.L.E.), 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;

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qi}$  sono indicati nella Tabella 2.6.I delle NTC2018.

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

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

<sup>(1)</sup> 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.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

$\gamma_{G1}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti  $G_1$ ;

$\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali  $G_2$ ;

$\gamma_{Qi}$  coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

I valori dei coefficienti  $\psi$  sono riportati sono indicati nella Tabella 2.5.I delle NTC2018.

**Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione**

Categoria/Azione variabile	$\psi_{0j}$	$\psi_{1j}$	$\psi_{2j}$
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 – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

In particolare, sono state considerate le combinazioni delle azioni di cui al paragrafo 2.5.3 delle NTC 2018, per i seguenti casi di carico:

SLO	SI
SLD	SI
SLV	SI
SLC	SI
Combinazione Rara	SI
Combinazione frequente	SI
Combinazione quasi permanente	SI

---

Le combinazioni prese in considerazione per il calcolo sono sufficienti a garantire il soddisfacimento delle prestazioni sia per gli stati limite ultimi che per gli stati limite di esercizio. Le combinazioni considerate ai fini del progetto tengono infatti in conto le azioni derivanti dai pesi propri, dai carichi permanenti, dalle azioni variabili, dalle azioni termiche e dalle azioni sismiche combinate utilizzando i coefficienti parziali previsti dal DM2018 per le prestazioni di SLU ed SLE.

In particolare per le azioni sismiche si sono considerate le azioni derivanti dallo spettro di progetto ridotto del fattore  $q$  e le eccentricità accidentali pari al 5%. Inoltre le azioni sismiche sono state combinate spazialmente sommando al sisma della direzione analizzata il 30% delle azioni derivanti dal sisma ortogonale.

## **8. Metodo di risoluzione della struttura**

La struttura è stata modellata con il metodo degli elementi finiti utilizzando vari elementi di libreria specializzati per schematizzare i vari elementi strutturali.

In particolare le travi ed i pilastri sono stati schematizzati con elementi asta a due nodi deformabili assialmente, a flessione e taglio, utilizzando funzioni di forma cubiche di Hermite. Tale modello finito ha la caratteristica di fornire la soluzione esatta in campo elastico lineare, per cui non necessita di ulteriore suddivisioni interne degli elementi strutturali.

I legami costitutivi utilizzati nelle analisi globali finalizzate al calcolo delle sollecitazioni sono del tipo elastico lineare.

Per gli elementi strutturali esistenti (travi, pilastri e setti) sono state imputate le armature da progetto originario, riscontrate pure dalla documentazione fotografica acquisita.



---

## **9. Codice di calcolo, solutore ed affidabilità dei risultati**

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 al link:

<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 sulla verifiche sezionali e sui limiti dimensionali per i vari elementi strutturali in funzione della normativa utilizzata.
- Controlli e verifiche sugli esecutivi prodotti.

## **10. Giudizio motivato di accettabilità**

Il software utilizzato ha permesso di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti. Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello hanno consentito di controllare sia la coerenza geometrica che la adeguatezza delle azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi

---

quali: sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti e reazioni vincolari, hanno permesso un immediato controllo di tali valori con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati della struttura stessa.

Si è inoltre riscontrato che le reazioni vincolari sono in equilibrio con i carichi applicati, e che i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche sono confrontabili con gli omologhi valori ottenuti da modelli SDOF semplificati.

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

Da quanto sopra esposto si può quindi affermare che il calcolo è andato a buon fine e che il modello di calcolo utilizzato è risultato essere rappresentativo della realtà fisica, anche in funzione delle modalità e sequenze costruttive.