

**COMUNE DI ISERNIA**  
**PROVINCIA DI ISERNIA**



REGIONE MOLISE

R  
E  
G  
I  
O  
N  
E  
  
M  
O  
L  
I  
S  
E

**Riqualificazione sostenibile  
dell'edificio scolastico  
San Pietro Celestino**

Decreto del Ministero dell'Istruzione e della Ricerca 28-11-2017, n.929

Decreto MIUR n. 1007/27-12-2017

**PROGETTO DEFINITIVO**

Denominazione:		Codice Elaborato:	Progressivo:
Relazione Tecnica strutture		S.1	36
Data presentazione:	Estremi di approvazione:	Revisione:	Scala/e:
Dicembre 2019	_____	n. 2 - febbraio 2020	-

**Progettisti**



Ing. Emanuela Sassi  
via Umbria "Centro Commercio e Affari 1"  
86170 - Isernia



Ing. Gerardo Papa  
viale del Pentri 55/C  
86170 - Isernia

Committente/Proponente:

**COMUNE DI ISERNIA**  
**SETTORE 3é- TECNICO**  
**SERVIZIO 6é**

Piazza Michelangelo - 86170 Isernia

**Responsabile Unico del Procedimento**  
ing. Antonio Ricchiuti

1. Premessa .....	2
2. Demolizione .....	4
3. Calcolo dell'edificio scolastico .....	6
4. Calcolo Corpo servizi .....	24
3. Calcolo del locale tecnico .....	39

## **Riqualificazione sostenibile dell'edificio scolastico San Pietro Celestino**

### **1. Premessa**

Gli interventi oggetto della presente progettazione riguardano l'edificio scolastico sede della scuola elementare e materna " San Pietro Celestino" ubicata in Piazza A. Volta, nel centro storico del Comune di Isernia. L'area d'intervento, distinta in catasto al fg. n° 55, particella n. 146, della superficie catastale di 1000 mq, è posta in prossimità della strada comunale denominata Via Orientale, con la quale confina a nord-ovest; confina altresì a sud-ovest con la p.lla 152, a sud-est con le p.lle 147 e 149, ad est con la Piazza Alessandro Volta e la p.lla 142, nonché a nord-est con la p.lla 304 dello stesso foglio.

L'edificio scolastico oggetto d'intervento è sito in p.zza Alessandro Volta nel Comune di Isernia di Isernia, ed è stato progettato e costruito all'inizio degli Anni '60, per essere adibito a Scuola Elementare e materna (Fig.1).






*Figura 1 – Edificio Scolastico "S.Pietro Celestino"*

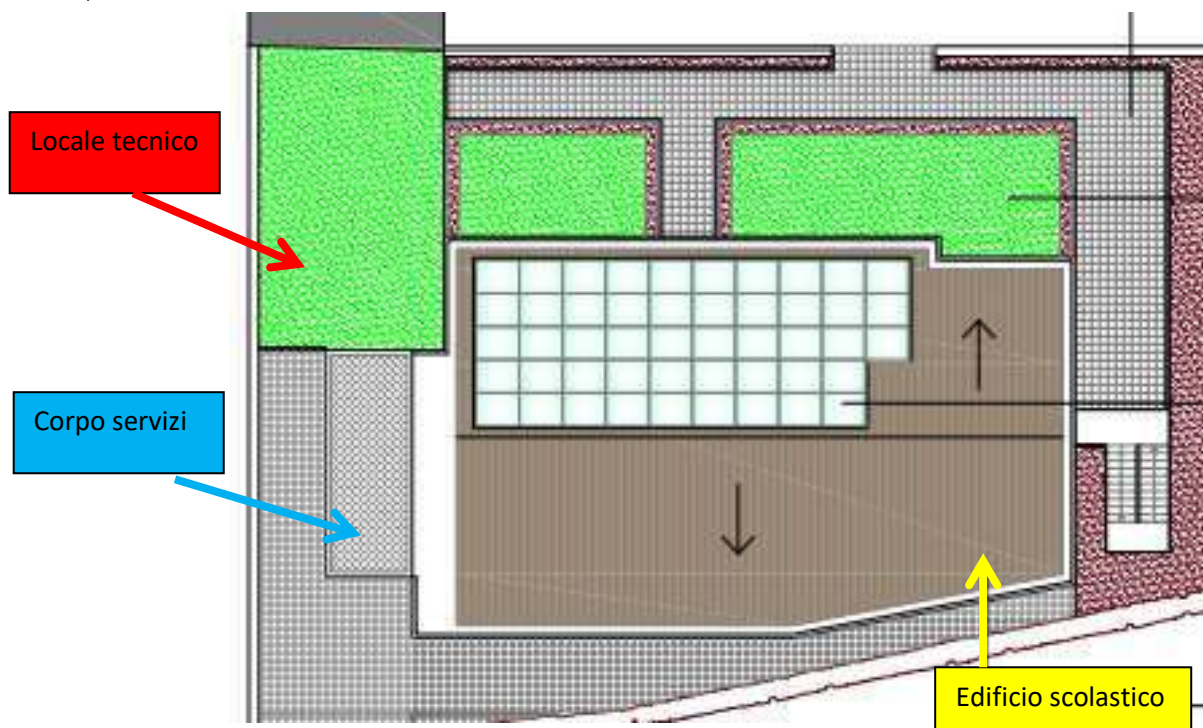
L'intero fabbricato è stato realizzato con struttura portante in c.a. , con solai in latero- cemento. Il piano di calpestio del seminterrato poggia su vespai di cretoni. Il corpo di fabbrica ha fondazioni a plinti e travi di collegamento, con pilastri e travi in elevazione di sezione ed armature adeguate, calcolate in conformità delle norme contenute nella legge 22/11/1937 n. 2105, poiché il Comune di Isernia era già considerato dalla legge ricadente in zona sismica di II categoria.

Il fabbricato oggetto d'intervento è composto da un piano seminterrato e da 3 piani fuori terra.

Il progetto prevede la demolizione del fabbricato esistente e la realizzazione di un nuovo edificio scolastico composto da un piano seminterrato con struttura portante in c.a. e da due piani in elevazione con struttura resistente in legno lamellare.

L'edificio scolastico sarà completato da due corpi giuntati:

-  Corpo servizi con struttura portante scatolare in c.a. costituita dal vano scale e dal vano ascensore
-  Locale tecnico con struttura intelaiata in c.a. e tetto giardino
- 



La struttura dell'edificio scolastico, secondo le previsioni del progetto architettonico, è stata organizzata in funzione di quattro livelli secondo le indicazioni degli elaborati grafici di progetto:

- livello di fondazione a quota 0.00 ml e primo piano di calpestio- zero sismico;
- primo livello, a quota 4.00 ml, di calpestio del solaio di piano (piano sismico);
- secondo livello, a quota 7.50 ml, di calpestio del solaio di piano (piano sismico);
- terzo livello, a quota 11.00 ml, di calpestio del secondo solaio di piano (piano sismico);
- quarto livello, a quota variabile da 11.00 ml a 11,70 ml, di copertura

La struttura del corpo servizi secondo le previsioni del progetto architettonico, è stata organizzata in funzione di quattro livelli delle stesse quote dell'edificio scolastico.

La struttura del locale tecnico è stata invece organizzata in funzione di due livelli:



- livello di fondazione a quota 0.00 ml e primo piano di calpestio;
- primo livello, a quota 3.80 ml, di calpestio del solaio di copertura pensile (piano sismico).





## 2. Demolizione

Per realizzare l'adeguamento strutturale dell'edificio scolastico, in accordo con gli indirizzi dati dalla Giunta Comunale, la scelta progettuale è stata quella della demolizione dell'Edificio scolastico.

Prima di provvedere all'inizio delle attività di demolizione, avuto riguardo al fatto che le condizioni attuali del fabbricato da demolire potrebbero, successivamente alla stesura dei documenti di progetto, essere interessate da eventi atmosferici, sismici, ecc... modificativi dello stato attuale, sarà necessario effettuare accertamenti sulle condizioni statiche del fabbricato. Tali accertamenti sono finalizzati alla verifica. L'Appaltatore dovrà inoltre acquisire la necessaria autorizzazione presso gli Enti competenti, tramite Piano di Lavoro, per lo smaltimento dell'amianto ed altri rifiuti presenti nel fabbricato.

L'Impresa Affidataria è responsabile degli aspetti ambientali del cantiere, sia per quanto riguarda le attività di smaltimento dell'amianto e dei rifiuti presenti (prima delle attività di demolizione), sia per la gestione di tutte le successive fasi di lavoro.

L'Appaltatore, prima dell'esecuzione delle attività di demolizione, dovrà provvedere:

-  alla disattivazione degli impianti, linee aeree e sottoservizi che possano interferire con le attività di cantiere, rilasciando "dichiarazione di avvenuta disattivazione degli impianti" al Committente;
-  allo smantellamento e allontanamento a discarica autorizzata, di pluviali, serramenti, condizionatori, elementi in ferro, canne fumarie, ecc..

La demolizione verrà eseguita secondo le seguenti fasi lavorative:

- **INSTALLAZIONE CANTIERE:** L'area del cantiere è recintata con steccati di legno, lamiera o reti arancioni di tipo stradale. Nel caso in cui l'area da delimitare occupi la sede stradale, occorre stabilire, con l'ente proprietario dello stesso, il tipo di segnalazione provvisoria da utilizzare durante la posa della recinzione e per tutto il periodo d'occupazione.  
Le linee elettriche aeree, eventualmente interferenti, con l'operatività dei mezzi, dovranno essere deviate o protette previo accordo con gli enti proprietari.  
Le baracche che compongono l'impianto igienico assistenziale sono posate, con l'ausilio di gru, su dei supporti di legno. Gli allacciamenti comportano l'esecuzione di piccoli scavi, in genere realizzati a mano o con mini escavatori. I sottoservizi, presenti nelle vicinanze degli scavi o demolizioni, vengono opportunamente segnalati demarcando la relativa fascia di rispetto. L'installazione della gru, come per gli allacciamenti, può comportare l'esecuzione di piccoli scavi e opere di carpenteria per la costruzione del basamento. L'occupazione dell'area di cantiere, all'interno della recinzione, è preceduta dall'allontanamento di eventuali rifiuti o depositi di sostanze pericolose.
- **MONTAGGIO E SMONTAGGIO PONTEGGI.**  
Il montaggio del ponteggio è la fase intermedia tra l'installazione di cantiere e le successive fasi di demolizione: la sua costruzione consente di lavorare sempre in sicurezza.  
La mantovana parasassi a protezione dei luoghi di transito esterni al cantiere, può essere integrata dalla posa di reti o teli.  
Infine viene applicato al ponteggio un canale di scarico per l'evacuazione delle macerie.
- **DEMOLIZIONI E SMONTAGGI FINITURE** (infissi, pavimenti, tramezzi, tamponature, impianti, manti di copertura, etc.)  
Prima di intraprendere l'attività di rimozione della copertura, dal sottotetto vengono rimossi gli eventuali materiali che possono generare intossicazioni e allergie. La rimozione del manto richiede tecniche differenti in relazione al tipo di materiale. In ogni caso, prima di iniziare i lavori, viene eseguita un'attenta analisi dell'orditura del tetto per verificarne la composizione e lo stato di conservazione ai fini della sua agibilità. In presenza di orditura deteriorata e/o con spazi tali da permettere una caduta dall'alto superiore ai due metri, si procede con la costruzione di un sottopalco o con la posa di reti di protezione sotto la superficie di lavoro. La costruzione delle andatoie è necessaria per garantire la viabilità degli addetti ai lavori. Prima di cominciare lo smantellamento delle sovrastrutture, è necessario sezionare, all'origine, tutti gli impianti esistenti nell'edificio (acqua, gas, energia elettrica), i quali sono oggetto di rimozione eseguita con attrezzi manuali e utensili elettrici. I muri esterni vengono demoliti dal ponteggio, utilizzando martelli demolitori elettrici o martelli pneumatici di piccole dimensioni, quest'ultimi preferiti per il minor peso e la maggior manovrabilità. L'uso



della mazza, è possibile solo se le vibrazioni dovute ai colpi e alla caduta di grossi blocchi non compromette la stabilità delle strutture esistenti e se la muratura è facilmente abbattibile perché di scarsa consistenza. La demolizione della muratura esterna produce ingenti quantità di macerie che vengono prontamente allontanate, sia per evitare il sovraccarico degli impalcati e sia per mantenere una buona viabilità. L'abbattimento dei divisori interni in muratura segue le stesse procedure delle demolizioni dei tamponamenti esterni. La rimozione dei pavimenti produce notevoli sollecitazioni alla struttura sottostante che, se in cattivo stato di conservazione, va costantemente controllata e, se necessario, rafforzata; le attrezzature utilizzate, per dimensioni e potenza, devono essere adeguate alla situazione. La rimozione delle canne fumarie è di semplice esecuzione ed è condotta con attrezzi manuali, ponti su cavalletti o, se esterne al fabbricato, col ponteggio precedentemente montato; se la canna fumaria è costituita da elementi in cemento amianto, viene rimossa secondo le procedure previste dal piano di sicurezza approvato dall'A.S.L. Le lastre, prima della rimozione, sono cosparse di un prodotto fissante, per evitare la dispersione delle fibre di amianto nell'aria. Il successivo smontaggio, che necessita di soli utensili manuali, è condotto curando il mantenimento dell'integrità delle lastre, le quali vengono impilate, avvolte in fogli di polietilene, imbraccate con sistemi adeguati, e trasportate nell'area predisposta per lo stoccaggio, in prossimità della quale è segnalato il rischio "amianto". La rimozione delle controsoffittature avviene in due fasi: la prima prevede l'asportazione dei pannelli e la seconda la rimozione dell'intelaiatura di sostegno; l'attrezzatura utilizzata consiste in un trabattello ed utensili manuali. Durante tutte le fasi di demolizione, l'abbattimento delle polveri è ottenuto mediante l'irrorazione con acqua delle macerie, evitando accuratamente gli allagamenti. L'allontanamento delle macerie viene eseguito con l'ausilio del canale di scarico, applicato al ponteggio esterno, e contenuto da un'eventuale tramoggia. In alternativa al canale, può essere utilizzata la gru, un elevatore a cavalletto o a bandiera e capaci contenitori.

- **DEMOLIZIONI STRUTTURE**

Prima di iniziare la demolizione delle strutture occorre procedere, ove necessario, ai rafforzamenti delle parti che potrebbero cedere per le sollecitazioni prodotte dalle lavorazioni. Questi rafforzamenti possono essere realizzati con normali puntellamenti o con opere di carpenteria metallica, fino ad arrivare, se necessario, al consolidamento strutturale, ripristinando le condizioni statiche originarie.

Il fabbricato da demolire viene isolato dagli edifici adiacenti, i quali non devono subire dannose ripercussioni, dovute a vibrazioni o scuotimenti; inoltre i fabbricati adiacenti ed i luoghi di transito interni o esterni al cantiere vengono adeguatamente protetti con mantovane parasassi o ripari di altro genere.

Prima dell'inizio di lavori di demolizione è fatto obbligo di procedere alla verifica delle condizioni di conservazione e di stabilità delle varie strutture da demolire. In relazione al risultato di tale verifica devono essere eseguite le opere di rafforzamento e di puntellamento necessarie ad evitare che, durante la demolizione, si verifichino crolli intempestivi.

La demolizione dovrà essere eseguita con oculata e prudente opera di scomposizione, con rimozione delle parti elementari di cui ciascuna struttura è costituita procedendo nell'ordine inverso a quello seguito nella costruzione, sempre presidiando le masse con opportuna puntellatura capace di fronteggiare i mutamenti successivi subiti dall'equilibrio statico delle varie membrature, durante la demolizione. Durante le demolizioni, vengono a stabilirsi nelle strutture, condizioni di equilibrio analoghe a quelle che caratterizzano il sistema durante la costruzione, per cui è necessario l'impiego di analoghe opere provvisorie di puntellatura. Durante la fase di esecuzione dei lavori, sarà necessario provvedere all'installazione di una rete fissa per il monitoraggio in continuo della concentrazione delle polveri sia nell'area di lavoro che nelle zone esterne, e rilevarne così la loro diffusione.

Il Piano di Demolizione dovrà intendersi parte integrante del Piano Operativo di Sicurezza, e sarà redatto dall'impresa esecutrice dei lavori come previsto dell'art. 151 comma 2 del D.Lgs. 81/08.

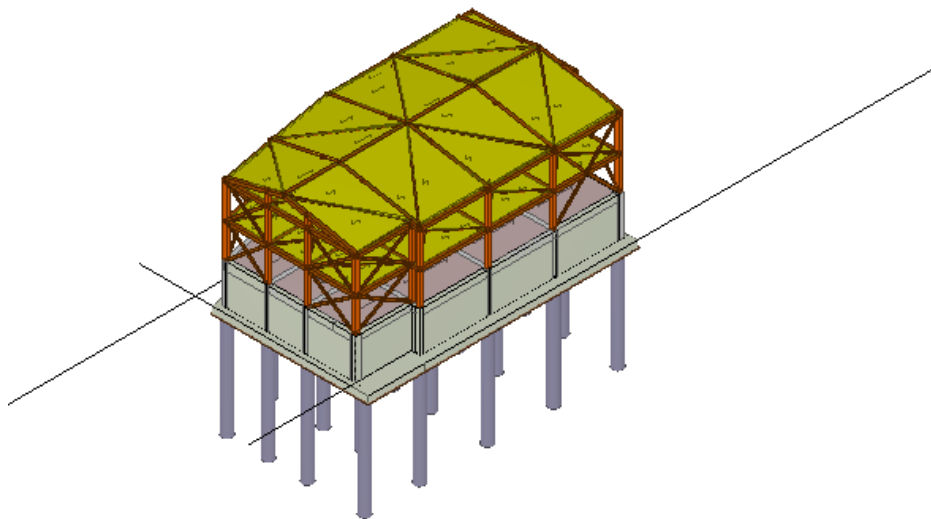
Nella fase operativa si procederà con le opportune descrizioni del manufatto e dell'area circostante. In particolare verranno rilevati gli impianti e le linee di condutture e sottoservizi presenti, i quali dovranno essere sezionati prima delle attività di demolizione. Verranno rilevati altresì preliminarmente i materiali presenti all'interno del fabbricato e oggetto di smaltimento diversificato, ai sensi di legge.

### 3. Calcolo dell'edificio scolastico

Vengono riportate di seguito due viste assonometriche contrapposte, allo scopo di consentire una migliore comprensione della struttura oggetto della presente relazione:

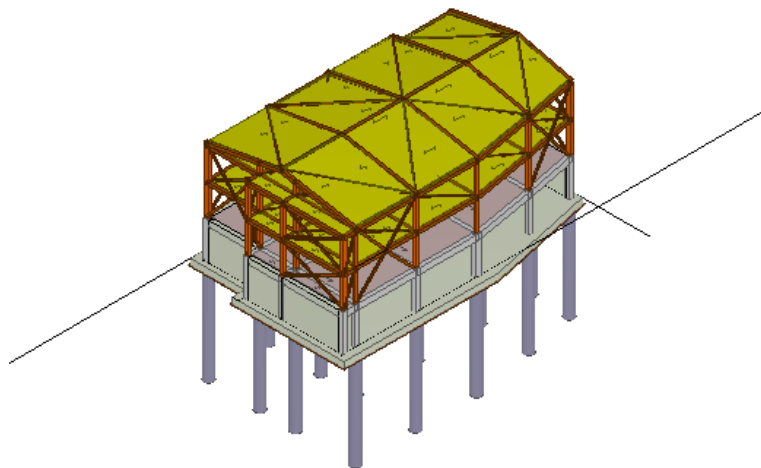
#### Vista Anteriore

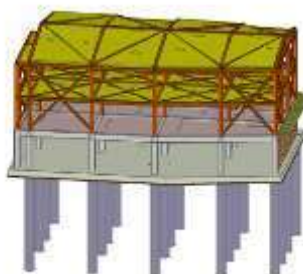
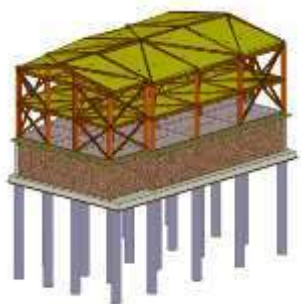
La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale  $O, X, Y, Z$ , ha versore  $(1;1;-1)$



#### Vista Posteriore

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale  $O, X, Y, Z$ , ha versore  $(-1;-1;-1)$





Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

**Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)**

“Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.

**Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)**

“Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.

Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

**D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018 (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8)**

“Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni”.

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nelle seguenti norme:

**Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. Serie Generale n. 35 del 11/02/2019 - Suppl. Ord. n. 5)**

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

**CNR-DT 206 R1/2018** - “Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture in Legno”.

**Eurocodice 5** - “Progettazione delle strutture di legno” – UNI EN 1995-1-1.

Tutti i materiali strutturali impiegati devono essere muniti di marcatura "CE", ed essere conformi alle prescrizioni del "REGOLAMENTO (UE) N. 305/2011 DEL PARLAMENTO EUROPEO E DEL CONSIGLIO del 9 marzo 2011", in merito ai prodotti da costruzione.



Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

### MATERIALI CALCESTRUZZO ARMATO

#### Caratteristiche calcestruzzo armato

N <sub>id</sub>	γ <sub>k</sub>	α <sub>T, i</sub>	E	G	C <sub>Erid</sub>	St z	R <sub>ck</sub>	R <sub>cm</sub>	%R <sub>c</sub> k	γ <sub>c</sub>	f <sub>cd</sub>	f <sub>ctd</sub>	f <sub>cfm</sub>	N	n Ac
	[N/m <sup>3</sup> ]	[1/°C]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/m <sup>2</sup> ]	[%]		[N/m <sup>2</sup> ]	[N/m <sup>2</sup> ]			[N/m <sup>2</sup> ]	[N/m <sup>2</sup> ]	[N/m <sup>2</sup> ]		
<b>Cls C28/35_B450C - (C28/35)</b>															
001	25,000	0,0000 10	32,588	13,57 8	60	P	35,00	-	0,85	1,50	16,46	1,32	3,40	15	002
<b>Cls C25/30_B450C - (C25/30)</b>															
004	25,000	0,0000 10	31,447	13,10 3	60	P	30,00	-	0,85	1,50	14,11	1,19	3,07	15	002

#### LEGENDA:

- N<sub>id</sub>** Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.  
**γ<sub>k</sub>** Peso specifico.  
**α<sub>T, i</sub>** Coefficiente di dilatazione termica.  
**E** Modulo elastico normale.  
**G** Modulo elastico tangenziale.  
**C<sub>Erid</sub>** Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [ $E_{sisma} = E \cdot C_{Erid}$ ].  
**Stz** Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).  
**R<sub>ck</sub>** Resistenza caratteristica cubica.  
**R<sub>cm</sub>** Resistenza media cubica.  
**%R<sub>c</sub>** Percentuale di riduzione della R<sub>ck</sub>  
**k**  
**γ<sub>c</sub>** Coefficiente parziale di sicurezza del materiale.  
**f<sub>cd</sub>** Resistenza di calcolo a compressione.  
**f<sub>ctd</sub>** Resistenza di calcolo a trazione.  
**f<sub>cfm</sub>** Resistenza media a trazione per flessione.  
**n Ac** Identificativo, nella relativa tabella materiali, dell'acciaio utilizzato: [-] = parametro NON significativo per il materiale.

### MATERIALI ACCIAIO

#### Caratteristiche acciaio

N <sub>id</sub>	γ <sub>k</sub>	α <sub>T, i</sub>	E	G	St z	f <sub>yk,1</sub> / f <sub>yk,2</sub>	f <sub>tk,1</sub> / f <sub>tk,2</sub>	f <sub>yd,1</sub> / f <sub>yd,2</sub>	f <sub>td</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>M1</sub>	γ <sub>M2</sub>	γ <sub>M3,SLV</sub>	γ <sub>M3,SLE</sub>	γ <sub>M7</sub> NC nt	Cnt
	[N/m <sup>3</sup> ]	[1/°C]	[N/m <sup>2</sup> ]	[N/m <sup>2</sup> ]		[N/m <sup>2</sup> ]	[N/m <sup>2</sup> ]	[N/m <sup>2</sup> ]	[N/m <sup>2</sup> ]							
<b>Acciaio B450C - (B450C)</b>																
00 2	78,500	0,0000 10	210,0 00	80,76 9	P	450,0 0	-	391,30	-	1,15	-	-	-	-	-	-
						-		-								

#### LEGENDA:

- N<sub>id</sub>** Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.  
**γ<sub>k</sub>** Peso specifico.  
**α<sub>T, i</sub>** Coefficiente di dilatazione termica.

## Caratteristiche acciaio

N <sub>id</sub>	γ <sub>k</sub>	α <sub>T, i</sub>	E	G	St z	f <sub>yk,1</sub> / f <sub>yk,2</sub>	f <sub>tk,1</sub> / f <sub>tk,2</sub>	f <sub>yd,1</sub> / f <sub>yd,2</sub>	f <sub>td</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>M1</sub>	γ <sub>M2</sub>	γ <sub>M3,SLV</sub>	γ <sub>M3,SLE</sub>	γ <sub>M7</sub> NC nt	Cnt
	[N/m <sup>3</sup> ]	[1/°C]	[N/m m <sup>2</sup> ]	[N/m m <sup>2</sup> ]		[N/m m <sup>2</sup> ]	[N/m m <sup>2</sup> ]	[N/m m <sup>2</sup> ]	[N/m m <sup>2</sup> ]							

**E** Modulo elastico normale.

**G** Modulo elastico tangenziale.

**Stz** Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).

**f<sub>tk,1</sub>** Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con t ≤ 40 mm).

**f<sub>tk,2</sub>** Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).

**f<sub>td</sub>** Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).

**γ<sub>s</sub>** Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV del materiale.

**γ<sub>M1</sub>** Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità.

**γ<sub>M2</sub>** Coefficiente parziale di sicurezza per sezioni tese indebolite.

**γ<sub>M3,SLV</sub>** Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLV (Bulloni).

**γ<sub>M3,SLE</sub>** Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLE (Bulloni).

**γ<sub>M7</sub>** Coefficiente parziale di sicurezza precarico di bulloni ad alta resistenza (Bulloni - NCnt = con serraggio NON controllato; Cnt = con serraggio controllato). [-] = parametro NON significativo per il materiale.

**f<sub>yk,1</sub>** Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con t ≤ 40 mm).

**f<sub>yk,2</sub>** Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).

**f<sub>yd,1</sub>** Resistenza di calcolo (per profili con t ≤ 40 mm).

**f<sub>yd,2</sub>** Resistenza di calcolo (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).

**NOTE** [-] = Parametro non significativo per il materiale.

## MATERIALI LEGNO

### Caratteristiche Legno

N <sub>id</sub>	T p	γ <sub>k</sub>	γ <sub>mean</sub>	G <sub>mean</sub>	Stz	f <sub>m,k</sub>	f <sub>v,k</sub>	γ <sub>M</sub>	γ <sub>M,e</sub>	β <sub>c</sub>	Dir	α <sub>T, i</sub>	E <sub>i,05</sub>	G <sub>i,05</sub>	E <sub>i,mean</sub>	f <sub>c,i,k</sub>	f <sub>t,i,k</sub>
		[N/m <sup>3</sup> ]	[N/m <sup>3</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]					[1/°C]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
<b>LL GL30h - (GL30h)</b>																	
003	L	4,300	4,800	650	P	30,00	3,500	1,45	1,00	0,1	0	0,000004	11,300	540	13,600	30,00	24,00
											90	0,000058	-	-	300	2,50	0,50

LEGENDA:

**N<sub>id</sub>** Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.

**Tp** Tipologia ai fini del calcolo di KMOD (Tab. 4.4.IV DM 17/01/2018): [M/L] = Legno massiccio o lamellare.

**γ<sub>k</sub>** Peso specifico.

**γ<sub>mean</sub>** Peso specifico medio.

**G<sub>mean</sub>** Modulo elastico tangenziale.

**Stz** Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).

**f<sub>m,k</sub>** Resistenza a Flessione.

**f<sub>v,k</sub>** Resistenza a taglio.

**γ<sub>M</sub>** Coefficiente parziale di sicurezza per le combinazioni fondamentali. (\*) = per produzioni continuative, soggette a controllo continuativo del materiale.

**γ<sub>M,e</sub>** Coefficiente parziale di sicurezza per le combinazioni eccezionali.

**β<sub>c</sub>** Coefficiente di imperfezione per la verifica di instabilità.

**Dir** Direzione: [0] = parallelo alle fibre, [90] = perpendicolare alle fibre.

**α<sub>T, i</sub>** Coefficiente di dilatazione termica.

**E<sub>i,05</sub>** Modulo elastico normale caratteristico [i = (0, 90)]

**G<sub>i,05</sub>** Modulo elastico tangenziale caratteristico [i = (0, 90)].

**E<sub>i,mean</sub>** Modulo elastico normale medio [i = (0, 90)].

**f<sub>c,i,k</sub>** Resistenza caratteristica a compressione [i = (0, 90)]

## Caratteristiche Legno

N <sub>id</sub>	T p	γ <sub>k</sub>	γ <sub>mean</sub>	G <sub>mean</sub>	Stz	f <sub>m,k</sub>	f <sub>v,k</sub>	γ <sub>M</sub>	γ <sub>M,e</sub>	β <sub>c</sub>	Dir	α <sub>T,i</sub>	E <sub>i,05</sub>	G <sub>i,05</sub>	E <sub>i,mean</sub>	f <sub>c,i,k</sub>	f <sub>t,i,k</sub>
		[N/m <sup>3</sup> ]	[N/m <sup>3</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]					[1/°C]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]

f<sub>t,i,k</sub> Resistenza caratteristica a trazione [i = (0, 90)].

## TENSIONI AMMISSIBILI ALLO SLE DEI VARI MATERIALI

### Tensioni ammissibili allo SLE dei vari materiali

Materiale	SL	Tensione di verifica	σ <sub>d,amm</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
Cls C28/35_B450C	Caratteristica(RARA) Quasi permanente	Compressione Calcestruzzo Compressione Calcestruzzo	17,43 13,07
Acciaio B450C	Caratteristica(RARA)	Trazione Acciaio	360,00

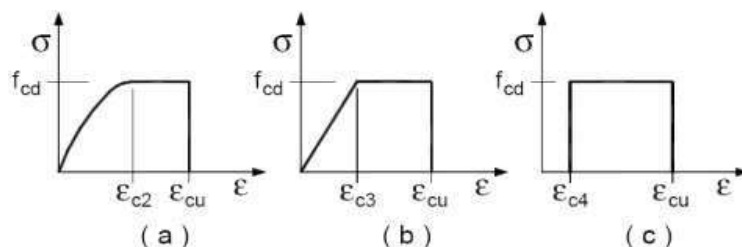
LEGENDA:

**SL** Stato limite di esercizio per cui si esegue la verifica.

**σ<sub>d,amm</sub>** Tensione ammissibile per la verifica.

I valori dei parametri caratteristici dei suddetti materiali sono riportati anche nei "Tabulati di calcolo", nella relativa sezione. Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

I diagrammi costitutivi degli elementi in calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.1 del D.M. 2018; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e pressoflessione deviata è adottato il modello riportato in fig. (a).



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

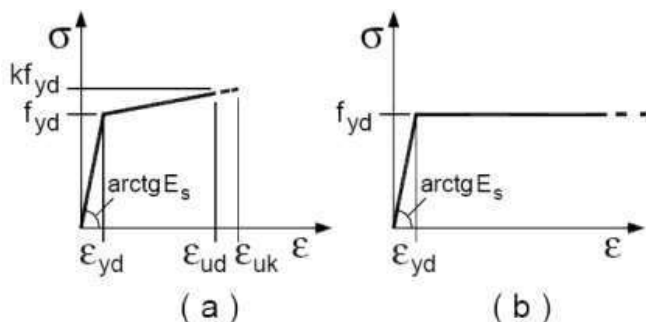
I valori di deformazione assunti sono:

$$\varepsilon_{c2} = 0,0020;$$

$$\varepsilon_{cu2} = 0,0035.$$

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.2 del D.M. 2018; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico rappresentato in fig. (b).

La resistenza di calcolo è data da  $f_{yk}/\gamma_f$ . Il coefficiente di sicurezza  $\gamma_f$  si assume pari a 1,15.



Le proprietà meccaniche dei terreni sono state investigate mediante specifiche prove mirate alla misurazione della velocità delle onde di taglio negli strati del sottosuolo. In particolare, è stata calcolata una velocità di propagazione equivalente delle onde di taglio con la seguente relazione (eq. [3.2.1] D.M. 2018):

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

dove:

- $h_i$  è lo spessore dell'i-simo strato;
- $V_{S,i}$  è la velocità delle onde di taglio nell'i-simo strato;
- $N$  è il numero totale di strati investigati;
- $H$  è la profondità del substrato con  $V_S \geq 800$  m/s.

Le proprietà dei terreni sono, quindi, state ricondotte a quelle individuate nella seguente tabella, ponendo  $H = 30$  m nella relazione precedente ed ottenendo il parametro  $V_{S,30}$ .

**Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato (Tab. 3.2.II D.M. 2018)**

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> 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.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , 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.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> 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.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , 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.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Le indagini effettuate, mirate alla valutazione della velocità delle onde di taglio ( $V_{S,30}$ ), permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria **B [B Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti]**.

Le costanti di sottofondo (alla Winkler) del terreno sono state corrette secondo la seguente espressione:

$$K = c \cdot K_1;$$

dove:

$K_1$  = costante di Winkler del terreno riferita alla piastra standard di lato  $b = 30$  cm;

$c$  = coefficiente di correzione, funzione del comportamento del terreno e della particolare geometria degli elementi di fondazione. Nel caso di "Riduzione Automatica" è dato dalle successive espressioni:

$$c = \left[ \frac{(B + b)}{2 \cdot B} \right]^2$$

per terreni incoerenti  
(Rif. Evaluation of coefficients of subgrade reaction  
K. Terzaghi, 1955 p.315)

$$c = \left( \frac{L/B + 0,5}{1,5 \cdot L/B} \right) \cdot \frac{b}{B}$$

per terreni coerenti  
(Rif. Evaluation of coefficients of subgrade reaction  
K. Terzaghi, 1955 p.315)

Essendo:

b = 0,30 m, dimensione della piastra standard;

L = lato maggiore della fondazione;

B = lato minore della fondazione.

Nel caso di stratigrafia la costante di sottofondo utilizzata nel calcolo delle **sollecitazioni** è quella del terreno a contatto con la fondazione, mentre nel calcolo dei **cedimenti** la costante di sottofondo utilizzata è calcolata come media pesata delle costanti di sottofondo presenti nel volume significativo della fondazione.

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei "Tabulati di calcolo", nella relativa sezione. Per ulteriori dettagli si rimanda alle relazioni geologica e geotecnica.

### Analisi dei carichi

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica., infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del punto 3.1 del **D.M. 2018**. In particolare, è stato fatto utile riferimento alle Tabelle 3.1.I e 3.1.II del D.M. 2018, per i pesi propri dei materiali e per la quantificazione e classificazione dei sovraccarichi, rispettivamente.

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

In particolare i carichi di progetto impegnati nella verifica dell'opera d'arte risultano essere i seguenti:

- Carichi permanenti ossia i non rimovibili
- Carichi accidentali ossia i sovraccarichi variabili.

Nella verifica, sono stati applicati i seguenti carichi permanenti:

- Peso proprio degli elementi strutturali;
- Spinta esercitata dal terreno sui setti;
- Carico permanente di progetto.

Nella verifica, sono stati applicati i seguenti carichi accidentali:

- Carico accidentale di progetto agente a livello degli orizzontamenti di calpestio, definito secondo il Decreto Ministero Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008;
- Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona.

Il carico della neve viene valutato con riferimento al D.M. 14.01.2008 "Norme tecniche per le costruzioni" e alla Circolare n. 617 del 02.02.2009 "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008".

Per quanto riguarda le azioni di calcolo delle membrature in legno, queste sono assegnate ad una delle classi di durata del carico elencate nella Tab. 4.4.I del D.M. 2018, di cui sotto.

Classe di durata del carico	Durata del carico
Permanente	Più di 10 anni
Lunga durata	6 mesi - 10 anni
Media durata	1 settimana - 6 mesi
Breve durata	Meno di 1 settimana
Istantanea	--

Le classi di durata del carico si riferiscono a un carico costante attivo per un certo periodo di tempo nella vita della struttura. Per un'azione variabile la classe appropriata deve essere determinata in funzione dell'interazione fra la variazione temporale tipica del carico nel tempo e le proprietà reologiche dei materiali.

Le analisi effettuate, corredate da dettagliate descrizioni, oltre che nei "Tabulati di calcolo" nella relativa sezione, sono di seguito riportate:

### ANALISI CARICHI

										Analisi carichi
N <sub>id</sub>	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
										[N/m <sup>2</sup> ]
001	S	Platea	Scuole	<i>*vedi le relative tabelle dei carichi</i>	-	Sottofondo e pavimento di tipo industriale in calcestruzzo	2,000		0	0
002	S	LatCem Scuole H25	Scuole	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 25 cm (20+5)	3,530	Pavimentazione e sottofondo, incidenza dei tramezzi e intonaco inferiore	2,360	Scuole (Cat. C1 – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	3,000	0
003	S	Solaio Legno	Scuole	tavolato in legno, orditura secondaria e solletta	1,500	vimentazione e sottofondo, incidenza dei tramezzi e intonaco inferiore	2,500	Scuole (Cat. C1 – Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008)	3,000	0
004	S	Copertura in Legno	Coperture accessibili solo per manutenzione	Orditura secondaria, tavolato in legno e solletta	1,500	Manto di tegole e coibentazione	600	Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione (Cat. H – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	500	1,206

#### LEGENDA:

**N<sub>id</sub>** Numero identificativo dell'analisi di carico.

**T. C.** Identificativo del tipo di carico: [S] = Superficiale - [L] = Lineare - [C] = Concentrato.

**PP, PNS, SA** Valori, rispettivamente, del Peso Proprio, del Sovraccarico Permanente NON strutturale, del Sovraccarico Accidentale. Secondo il tipo di carico indicato nella colonna "T.C." ("S" - "L" - "C"), i valori riportati nelle colonne "PP", "PNS" e "SA", sono espressi in [N/m<sup>2</sup>] per carichi Superficiali, [N/m] per carichi Lineari, [N] per carichi Concentrati.

Per tener conto della sensibilità del legno alla variazione di umidità e dell'influenza di questa sulle caratteristiche di resistenza e di deformabilità, si definiscono tre classi di servizio elencate nella Tab. 4.4.II D.M. 2018, di cui sotto.

<b>Classe di servizio 1</b>	É caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65% se non per poche settimane all'anno.
<b>Classe di servizio 2</b>	É caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo



	per poche settimane all'anno.
<b>Classe di servizio 3</b>	É caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al §3.2 del D.M. 2018 "Norme tecniche per le Costruzioni".

In particolare il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica.
- Individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio.
- Determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.
- Calcolo del periodo  $T_c$  corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerate.

Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito rispetto al Datum **ED50**:

<b>Latitudine</b>	<b>Longitudine</b>	<b>Altitudine</b>
[°]	[°]	[m]
41.588033	14.225354	403

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di comportamento adottato, deve essere effettuato il controllo della regolarità della struttura. tabella seguente riepiloga, per la struttura in esame, le condizioni di regolarità in pianta ed in altezza soddisfatte.

<b>REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN PIANTA</b>	
La distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento	SI
Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4	SI
Ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione	SI

<b>REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA</b>	
Tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio	SI
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	NO

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	
Il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti	NO
Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento	NO

La rigidezza è calcolata come rapporto fra il taglio complessivamente agente al piano e  $\delta$ , spostamento relativo di piano (il taglio di piano è la sommatoria delle azioni orizzontali agenti al di sopra del piano considerato). I valori calcolati ed utilizzati per le verifiche sono riportati nei "Tabulati di calcolo" nella relativa sezione.

La struttura è pertanto:

in pianta	in altezza
<b>REGOLARE</b>	<b>NON REGOLARE</b>

La classe di duttilità è rappresentativa della capacità dell'edificio di dissipare energia in campo anelastico per azioni cicliche ripetute. Le deformazioni anelastiche devono essere distribuite nel maggior numero di elementi duttili, in particolare le travi, salvaguardando in tal modo i pilastri e soprattutto i nodi travi-pilastro che sono gli elementi più fragili. Il D.M. 2018 definisce due tipi di comportamento strutturale:

- a) comportamento strutturale non-dissipativo;
- comportamento strutturale dissipativo.

Per strutture con comportamento strutturale dissipativo si distinguono due livelli di Capacità Dissipativa o Classi di Duttilità (CD).

- CD "A" (Alta);
- CD "B" (Media).

La differenza tra le due classi risiede nell'entità delle plasticizzazioni cui ci si riconduce in fase di progettazione; per ambedue le classi, onde assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e duttile evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili impreveduti, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

La struttura in esame è stata progettata in classe di duttilità **"ALTA" (CD"A")**.

L'edificio è stato progettato per una **Vita Nominale** pari a **100** e per **Classe d'Uso** pari a **4**.

In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il **suolo** di fondazione di **categoria B**, cui corrispondono i seguenti valori per i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

Parametri di pericolosità sismica								
Stato Limite	$a_g/g$	$F_0$	$T_c^*$	$C_c$	$T_B$	$T_c$	$T_D$	$S_s$
			[s]		[s]	[s]	[s]	
SLO	0.1417	2.355	0.315	1.39	0.146	0.437	2.167	1.20
SLD	0.1814	2.338	0.330	1.37	0.151	0.453	2.326	1.20
SLV	0.4407	2.423	0.407	1.32	0.179	0.536	3.363	1.00
SLC	0.4831	2.444	0.418	1.31	0.183	0.548	3.532	1.00

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre all'accelerazione ( $a_g$ ) al suolo (dipendente dalla classificazione sismica del Comune) occorre determinare il Fattore di Comportamento ( $q$ ).

Il Fattore di comportamento  $q$  è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttilità e dalla regolarità in altezza.

Si è inoltre assunto il **Coefficiente di Amplificazione Topografica** ( $S_T$ ) pari a **1.20**.

Tali succitate caratteristiche sono riportate negli allegati "*Tabulati di calcolo*" al punto "DATI GENERALI ANALISI SISMICA".

Per la struttura in esame sono stati determinati i seguenti valori:

#### Stato Limite di Danno

Fattore di Comportamento ( $q_x$ ) per sisma orizzontale in direzione X: **1.00**;  
Fattore di Comportamento ( $q_y$ ) per sisma orizzontale in direzione Y: **1.00**;  
Fattore di Comportamento ( $q_z$ ) per sisma verticale: **1.00** (se richiesto).

#### Stato Limite di salvaguardia della Vita

Fattore di Comportamento ( $q_x$ ) per sisma orizzontale in direzione X: **1.760** ;  
Fattore di Comportamento ( $q_y$ ) per sisma orizzontale in direzione Y: **1.760** ;  
Fattore di Comportamento ( $q_z$ ) per sisma verticale: **1.50** (se richiesto).

Di seguito si esplicita il calcolo del fattore di comportamento utilizzato per il sisma orizzontale:

	Dir. X	Dir. Y
Tipologia (§7.4.3.2 D.M. 2018)	A pareti, miste equivalenti a pareti	A pareti, miste equivalenti a pareti
Tipologia strutturale	con pareti non accoppiate	con pareti non accoppiate
$\alpha_u/\alpha_1$	<b>1.1</b>	<b>1.1</b>
$k_w$	<b>0.50</b>	<b>0.50</b>
$q_0$	<b>2.200</b>	<b>2.200</b>
$k_R$	<b>0.80</b>	

Il fattore di comportamento è calcolato secondo la relazione (7.3.1) del §7.3.1 del D.M. 2018:

$$q = q_0 \cdot k_R;$$

dove:

$k_w$  è il coefficiente che riflette la modalità di collasso prevalente in sistemi strutturali con pareti.

$q_0$  è il valore massimo del fattore di comportamento che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione. **NOTA:** il valore proposto di  $q_0$  è già ridotto dell'eventuale coefficiente  $k_w$ ;

$k_R$  è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

**N.B.1:** Per le costruzioni **regolari in pianta**, qualora non si proceda ad un'analisi non lineare finalizzata alla valutazione del rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$ , per esso possono essere adottati i valori indicati nel §7.4.3.2 del D.M. 2018 per le diverse tipologie costruttive. Per le costruzioni **non regolari in pianta**, si possono adottare valori di  $\alpha_u/\alpha_1$  pari alla media tra 1,0 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

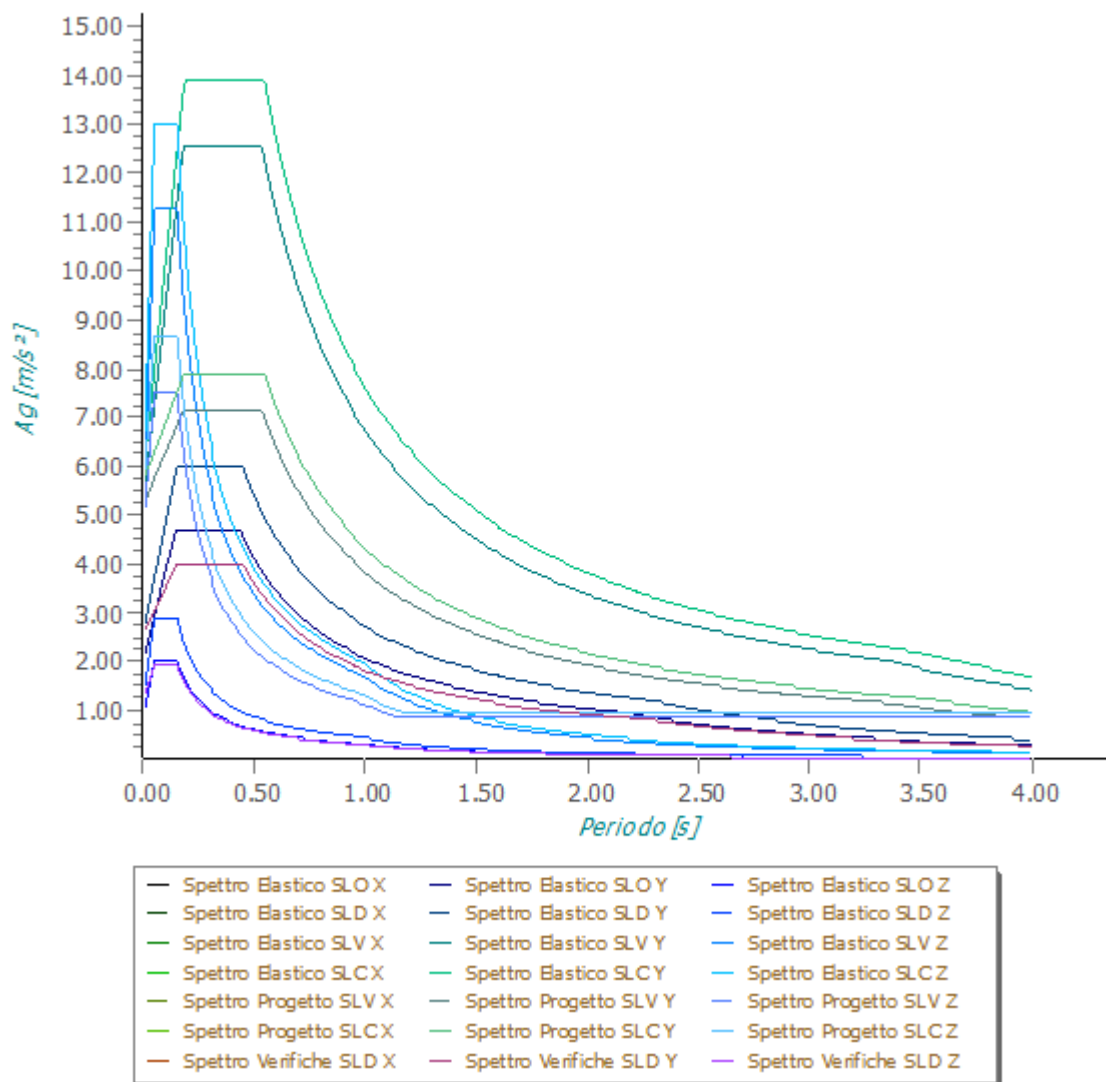
**Valori massimi del valore di base  $q_0$  del fattore di comportamento allo SLV per costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2 D.M. 2018)(cfr. Tabella 7.3.II D.M. 2018)**

Tipologia strutturale	$q_0$	
	CD "A"	CD "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

Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.

**Grafico degli Spettri di Risposta**



Il calcolo delle azioni sismiche è stato eseguito in analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare.

Il numero di **modi di vibrazione** considerato (**25**) ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura:

Stato Limite	Direzione Sisma	%
salvaguardia della vita	X	99.8
salvaguardia della vita	Y	99.7
salvaguardia della vita	Z	100.0

Per valutare la risposta massima complessiva di una generica caratteristica E, conseguente alla sovrapposizione dei modi, si è utilizzata una tecnica di combinazione probabilistica definita CQC (*Complete Quadratic Combination - Combinazione Quadratica Completa*):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j} \quad \rho_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij})^2} \quad \beta_{ij} = \frac{T_j}{T_i}$$

dove:

- n è il numero di modi di vibrazione considerati;
- $\xi$  è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in percentuale;
- $\beta_{ij}$  è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia i-j di modi di vibrazione.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche. Il calcolo è stato effettuato mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito.

Il calcolo degli effetti dell'azione sismica è stato eseguito con riferimento alla struttura spaziale, tenendo cioè conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione escludendo i tamponamenti. Non ci sono approssimazioni su tetti inclinati, piani sfalsati o scale, solette, pareti irrigidenti e nuclei.

Si è tenuto conto delle deformabilità taglianti e flessionali degli elementi monodimensionali; muri, pareti, setti, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento a guscio (sia a piastra che a lastra).

Sono stati considerati sei gradi di libertà per nodo; in ogni nodo della struttura sono state applicate le forze sismiche derivanti dalle masse circostanti.

Le sollecitazioni derivanti da tali forze sono state poi combinate con quelle derivanti dagli altri carichi come prima specificato.

Gli spostamenti  $d_E$  della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV sono stati ottenuti moltiplicando per il fattore  $\mu_d$  i valori  $d_{Ee}$  ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

dove

$$\begin{aligned} \mu_d &= q & \text{se } T_1 \geq T_C; \\ \mu_d &= 1 + (q-1) \cdot T_C / T_1 & \text{se } T_1 < T_C. \end{aligned}$$

In ogni caso  $\mu_d \leq 5q - 4$ .

Le azioni orizzontali dovute al sisma sulla struttura vengono convenzionalmente determinate come agenti separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate. In generale, però, le componenti orizzontali del sisma devono essere considerate come agenti simultaneamente. A tale scopo, la combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY} \quad E_{EdY} \pm 0,30E_{EdX}$$

dove:

$E_{EdX}$  rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale X scelto della struttura;

$E_{EdY}$  rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale Y scelto della struttura.

L'azione sismica verticale deve essere considerata in presenza di: elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi pressoché orizzontali precompressi, elementi a sbalzo pressoché orizzontali con luce maggiore di 5 m, travi che sostengono colonne, strutture isolate.

La combinazione della componente verticale del sisma, qualora portata in conto, con quelle orizzontali è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali e verticali del sisma sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY} \pm 0,30E_{EdZ}$$

$$E_{EdY} \pm 0,30E_{EdX} \pm 0,30E_{EdZ}$$

$$E_{EdZ} \pm 0,30E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY}$$

dove:

$E_{EdX}$  e  $E_{EdY}$  sono gli effetti dell'azione sismica nelle direzioni orizzontali prima definite;

$E_{EdZ}$  rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione della componente verticale dell'azione sismica di progetto.

Per valutare le eccentricità accidentali, previste in aggiunta all'eccentricità effettiva inoltre, sono state amplificate le forze agenti tramite il fattore  $\delta=1+0,6 \cdot x/L_e$ , dove (cfr. § 4.3.3.2.4 UNI EN 1998-1:2005):

**x** è la distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico dell'edificio, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata;

**$L_e$**  è la distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata allo stesso modo.

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 2018. I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti in sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, platee, ecc.).

I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste.

Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite (variabili con legge lineare ed agenti lungo tutta l'asta o su tratti limitati di essa).

Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{K1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{K2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{K3} + \dots \quad (1)$$

dove:

**$G_1$**  rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);

**$G_2$**  rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

**P** rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;

**Q** azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:

- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;

**$Q_{ki}$**  rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;

**$\gamma_{G1}, \gamma_{G2}, \gamma_P$**  coefficienti parziali come definiti nella Tab. 2.6.I del D.M. 2018;

**$\psi_{0i}$**  sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le **98 combinazioni** risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base ( $Q_{k1}$  nella formula precedente).

I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati "Tabulati di calcolo".

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$



dove:

E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;  
 $G_1$  rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;  
 $G_2$  rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;  
P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;  
 $\psi_{2i}$  coefficiente di combinazione delle azioni variabili  $Q_i$ ;  
 $Q_{ki}$  valore caratteristico dell'azione variabile  $Q_i$ .

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}).$$

I valori dei coefficienti  $\psi_{2i}$  sono riportati nella seguente tabella:

Categoria/Azione	$\psi_{2i}$
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,3
Categoria B - Uffici	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,6
Categoria E - Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0,8
Categoria F - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,6
Categoria G - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,3
Categoria H - Coperture	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	*
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	*
Vento	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,2
Variazioni termiche	0,0
* "Da valutarsi caso per caso"	

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al §2.6.1 del D.M. 2018, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti nella Tab. 6.2.I del D.M. 2018.

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella Tab. 6.2.II del D.M. 2018.

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della Tab. 6.4.I del D.M. 2018 per le fondazioni superficiali. Per le fondazioni su pali, i valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della Tab. 6.4.II del D.M. 2018.

L'azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo Stato Limite di Danno, è stata combinata con le altre azioni mediante una relazione del tutto analoga alla precedente:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;  
 $G_1$  rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;  
 $G_2$  rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;  
P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;  
 $\psi_{2i}$  coefficiente di combinazione delle azioni variabili  $Q_i$ ;  
 $Q_{ki}$  valore caratteristico dell'azione variabile  $Q_i$ .

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}).$$

I valori dei coefficienti  $\psi_{2i}$  sono riportati nella tabella di cui allo SLV.

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state semiprogettate le aste in c.a. sono state ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 2018 al §2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

rara	frequente	quasi permanente
$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

dove:

- $G_{ki}$ : valore caratteristico della j-esima azione permanente;
- $P_{kh}$ : valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;
- $Q_{k1}$ : valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- $Q_{ki}$ : valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- $\psi_{0i}$ : coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;
- $\psi_{1i}$ : coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
- $\psi_{2i}$ : coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti  $\psi_{0i}$ ,  $\psi_{1i}$ ,  $\psi_{2i}$  sono attribuiti i seguenti valori:

Azione	$\psi_{0i}$	$\psi_{1i}$	$\psi_{2i}$
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B – Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H – Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ 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 maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base [ $Q_{k1}$  nella formula (1)], con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento (trave, pilastro, etc...) sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione).

Negli allegati "Tabulati Di Calcolo" sono riportanti i coefficienti relativi alle combinazioni di calcolo generate relativamente alle combinazioni di azioni "**Quasi Permanente**" (1), "**Frequente**" (3) e "**Rara**" (4).

Nelle sezioni relative alle verifiche allo SLE dei citati tabulati, inoltre, sono riportati i valori delle sollecitazioni relativi alle combinazioni che hanno originato i risultati più gravosi.

Il carico da neve è stato calcolato seguendo le prescrizioni del §3.4 del D.M. 2018 e le integrazioni della Circolare 2019 n. 7. Il carico da neve, calcolato come di seguito riportato, è stato combinato con le altre azioni variabili definite al §2.5.3, ed utilizzando i coefficienti di combinazione della Tabella 2.5.I del D.M. 2018. Il carico da neve superficiale da applicare sulle coperture è stato stimato utilizzando la relazione [cfr. §3.4.1 D.M. 2018]:

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


dove:

- $q_{sk}$  è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, in  $[kN/m^2]$ . Tale valore è calcolato in base alla posizione ed all'altitudine ( $a_s$ ) secondo quanto indicato alla seguente tabella;

**Valori di riferimento del carico della neve al suolo,  $q_{sk}$  (cfr. §3.4.2 D.M. 2018)**

Zona	$a_s \leq 200$ m	$a_s > 200$ m
I – Alpina	$q_{sk} = 1,50$ kN/m <sup>2</sup>	$q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2]$ kN/m <sup>2</sup>
I – Mediterranea	$q_{sk} = 1,50$ kN/m <sup>2</sup>	$q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2]$ kN/m <sup>2</sup>
II	$q_{sk} = 1,00$ kN/m <sup>2</sup>	$q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2]$ kN/m <sup>2</sup>
III	$q_{sk} = 0,60$ kN/m <sup>2</sup>	$q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2]$ kN/m <sup>2</sup>



**Mappa delle zone di carico della neve**  
[cfr. Fig. 3.4.1 D.M. 2018].

**Zone di carico della neve**

**I - Alpina:** Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza

**I - Mediterranea:** Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese

**II:** Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona

**III:** Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastro, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo

- $\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura, funzione dell'inclinazione della falda ( $\alpha$ ) e della sua morfologia (vedi tabelle seguenti);

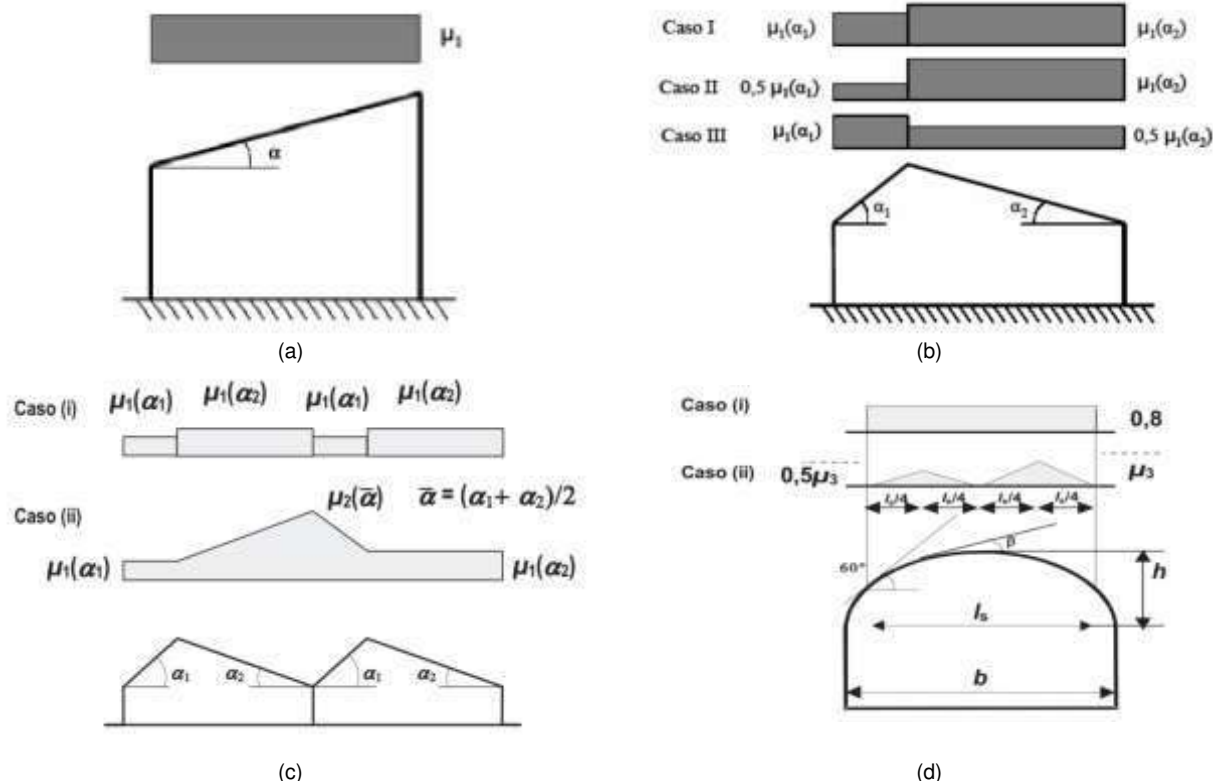
**Valori dei coefficienti di forma per falde piane (cfr. Tab. 3.4.II D.M. 2018 e Tab. C3.4.I Circolare 2019 n. 7)**

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8 \cdot (60 - \alpha) / 30$	0,0
$\mu_2$	$0,8 + 0,8 \cdot \alpha / 30$	1,6	-

**Valori dei coefficienti di forma per coperture cilindriche (cfr. §C3.4.3.3.1 Circolare 2019 n. 7)**

Angolo di tangenza delle coperture cilindriche, $\beta$	Coefficiente di forma, $\mu_3$
per $\beta > 60^\circ$	$\mu_3 = 0$
per $\beta \leq 60^\circ$	$\mu_3 = 0,2 + 10 h / b \leq 2,0$

I coefficienti di forma definiti nelle tabelle precedenti sono stati utilizzati per la scelta delle combinazioni di carico da neve indicate nelle seguenti figure.



Coefficienti di forma e relative combinazioni di carico per la neve: (a) coperture ad una falda [cfr. 3.4.5.2 D.M. 2018], (b) coperture a due falde [cfr. 3.4.5.3 D.M. 2018], (c) coperture a più falde [cfr. C3.4.3.3 Circolare 2019 n. 7], (d) coperture cilindriche [cfr. C3.4.3.3.1 Circolare 2019 n. 7].

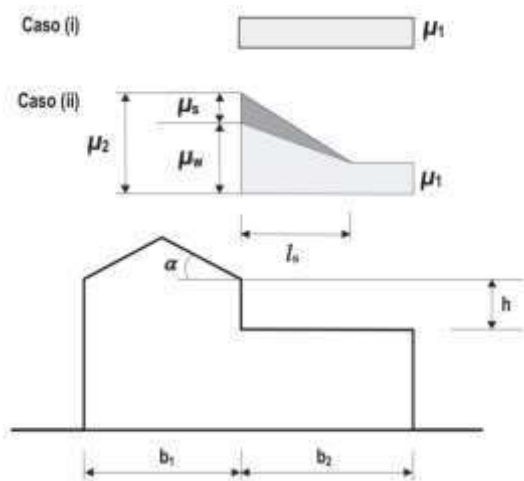
- $C_E$  è il coefficiente di esposizione, funzione della topografia del sito (si veda la seguente tabella);

Valori di  $C_E$  per diverse classi di esposizione (cfr. Tab. 3.4.I D.M. 2018)

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

- $C_t$  è il coefficiente termico, cautelativamente posto pari ad 1 (cfr. §3.4.4 D.M. 2018).

Nel caso di coperture adiacenti, si è proceduto alla stima di un carico da neve aggiuntivo dovuto a fenomeni di accumulo (cfr. §3.4.3.3.3 Circolare 2019 n. 7).



Coefficienti di forma per coperture adiacenti

$$\begin{aligned}\mu_1 &= 0,8 \\ \mu_2 &= \mu_s + \mu_w \\ \mu_s &= 0 \text{ per } \alpha \leq 15^\circ \\ \mu_s &= 0,5 \mu_{\text{sup}} \text{ per } \alpha > 15^\circ\end{aligned}$$

dove:

$\mu_{\text{sup}}$  è il coefficiente valutato sulla copertura superiore

$$\mu_w = (b_1 + b_2) / 2 h \leq \gamma h / q_{sk}$$

$\gamma = 2 \text{ kN/m}^3$  è il peso specifico della neve  $s = 2 \text{ h}$

Inoltre, deve risultare comunque:

$$\begin{aligned}0,8 &\leq \mu_w \leq 4,0 \\ m &\leq l_s \leq 15 \text{ m}\end{aligned}$$

Ulteriori carichi aggiuntivi dovuti a neve sono stati considerati nelle seguenti casistiche:

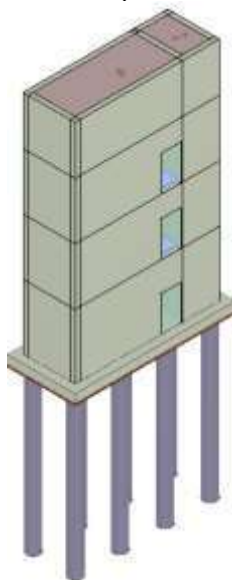
- accumuli in corrispondenza di sporgenze (cfr. §C3.4.3.3.4 Circolare 2019 n. 7);
- accumuli di neve aggettante dai bordi sporgenti delle coperture (cfr. §C3.4.3.3.5 Circolare 2019 n. 7);
- accumuli in corrispondenza di barriere paraneve o altri ostacoli (cfr. §C3.4.3.3.6 Circolare 2019 n. 7).

#### 4. Calcolo Corpo servizi

Vengono riportate di seguito due viste assonometriche contrapposte, allo scopo di consentire una migliore comprensione della struttura oggetto della presente relazione:

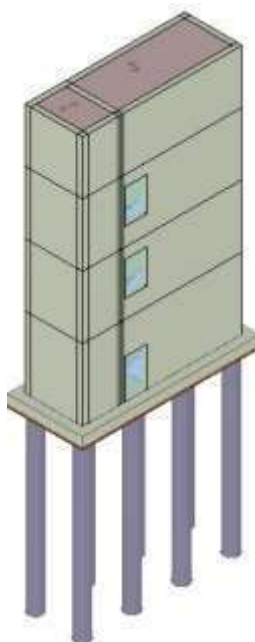
##### **Vista Anteriore**

*La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale  $O, X, Y, Z$ , ha versore  $(1; 1; -1)$*



##### **Vista Posteriore**

*La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale  $O, X, Y, Z$ , ha versore  $(-1; -1; -1)$*



Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

**Legge 5 novembre 1971 n. 1086** (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".

**Legge 2 febbraio 1974 n. 64** (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".

Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

**D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018** (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8)

"Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni".

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nelle seguenti norme:

**Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.** (G.U. Serie Generale n. 35 del 11/02/2019 - Suppl. Ord. n. 5)

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Tutti i materiali strutturali impiegati devono essere muniti di marcatura "CE", ed essere conformi alle prescrizioni del "REGOLAMENTO (UE) N. 305/2011 DEL PARLAMENTO EUROPEO E DEL CONSIGLIO del 9 marzo 2011", in merito ai prodotti da costruzione.

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

## MATERIALI CALCESTRUZZO ARMATO

												Caratteristiche calcestruzzo armato				
N <sub>id</sub>	γ <sub>k</sub>	α <sub>T, i</sub>	E	G	C <sub>Erid</sub>	Stz	R <sub>ck</sub>	R <sub>cm</sub>	%R <sub>ck</sub>	γ <sub>c</sub>		f <sub>cd</sub>	f <sub>ctd</sub>	f <sub>cfm</sub>	N	n Ac
	[N/m <sup>3</sup> ]	[1/°C]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[%]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]				[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]		
<b>Cls C25/30_B450C - (C25/30)</b>																
001	25,000	0,000010	31,447	13,103	60	P	30,00	-	0,85	1,50		14,11	1,19	3,07	15	002
<b>C28/35 - (C28/35)</b>																
003	25,000	0,000010	32,588	13,578	60	P	35,00	-	0,85	1,50		16,46	1,32	3,40	15	002

### LEGENDA:

N <sub>id</sub>	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ <sub>k</sub>	Peso specifico.
α <sub>T, i</sub>	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
C <sub>Erid</sub>	Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [E <sub>sisma</sub> = E·C <sub>Erid</sub> ].
Stz	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
R <sub>ck</sub>	Resistenza caratteristica cubica.
R <sub>cm</sub>	Resistenza media cubica.
%R <sub>ck</sub>	Percentuale di riduzione della R <sub>ck</sub>
γ <sub>c</sub>	Coefficiente parziale di sicurezza del materiale.
f <sub>cd</sub>	Resistenza di calcolo a compressione.
f <sub>ctd</sub>	Resistenza di calcolo a trazione.
f <sub>cfm</sub>	Resistenza media a trazione per flessione.
n Ac	Identificativo, nella relativa tabella materiali, dell'acciaio utilizzato: [-] = parametro NON significativo per il materiale.

## MATERIALI ACCIAIO

															Caratteristiche acciaio		
N <sub>id</sub>	γ <sub>k</sub>	α <sub>T, i</sub>	E	G	Stz	f <sub>yk,1</sub> /f <sub>yk,2</sub>	f <sub>tk,1</sub> /f <sub>tk,2</sub>	f <sub>yd,1</sub> /f <sub>yd,2</sub>	f <sub>td</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>M1</sub>	γ <sub>M2</sub>	γ <sub>M3,SLV</sub>	γ <sub>M3,SLE</sub>	γ <sub>M7</sub>	NCnt	Cnt
	[N/m <sup>3</sup> ]	[1/°C]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]								
<b>Acciaio B450C - (B450C)</b>																	



Caratteristiche acciaio

N <sub>id</sub>	γ <sub>k</sub>	α <sub>T, i</sub>	E	G	Stz	f <sub>yk,1</sub> / f <sub>yk,2</sub>	f <sub>tk,1</sub> / f <sub>tk,2</sub>	f <sub>yd,1</sub> / f <sub>yd,2</sub>	f <sub>td</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>M1</sub>	γ <sub>M2</sub>	γ <sub>M3,SLV</sub>	γ <sub>M3,SLE</sub>	γ <sub>M7</sub> NCnt	Cnt
	[N/m <sup>3</sup> ]	[1/°C]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]							
002	78,500	0,000010	210,00 0	84,000	P	450,00 -	-	391,30 -	-	1,15	-	-	-	-	-	-

LEGENDA:

N <sub>id</sub>	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ <sub>k</sub>	Peso specifico.
α <sub>T, i</sub>	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
Stz	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
f <sub>tk,1</sub>	Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con t ≤ 40 mm).
f <sub>tk,2</sub>	Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).
f <sub>td</sub>	Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).
γ <sub>s</sub>	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV del materiale.
γ <sub>M1</sub>	Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità.
γ <sub>M2</sub>	Coefficiente parziale di sicurezza per sezioni tese indebolite.
γ <sub>M3,SLV</sub>	Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLV (Bulloni).
γ <sub>M3,SLE</sub>	Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLE (Bulloni).
γ <sub>M7</sub>	Coefficiente parziale di sicurezza precarico di bulloni ad alta resistenza (Bulloni - NCnt = con serraggio NON controllato; Cnt = con serraggio controllato). [-] = parametro NON significativo per il materiale.
f <sub>yk,1</sub>	Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con t ≤ 40 mm).
f <sub>yk,2</sub>	Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).
f <sub>yd,1</sub>	Resistenza di calcolo (per profili con t ≤ 40 mm).
f <sub>yd,2</sub>	Resistenza di calcolo (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).
NOTE	[-] = Parametro non significativo per il materiale.

TENSIONI AMMISSIBILI ALLO SLE DEI VARI MATERIALI

Tensioni ammissibili allo SLE dei vari materiali			
Materiale	SL	Tensione di verifica	σ <sub>d,amm</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
Cls C25/30_B450C	Caratteristica(RARA)	Compressione Calcestruzzo	14,94
	Quasi permanente	Compressione Calcestruzzo	11,21
Acciaio B450C	Caratteristica(RARA)	Trazione Acciaio	360,00
	Quasi permanente	Compressione Calcestruzzo	17,43
C28/35	Caratteristica(RARA)	Compressione Calcestruzzo	13,07

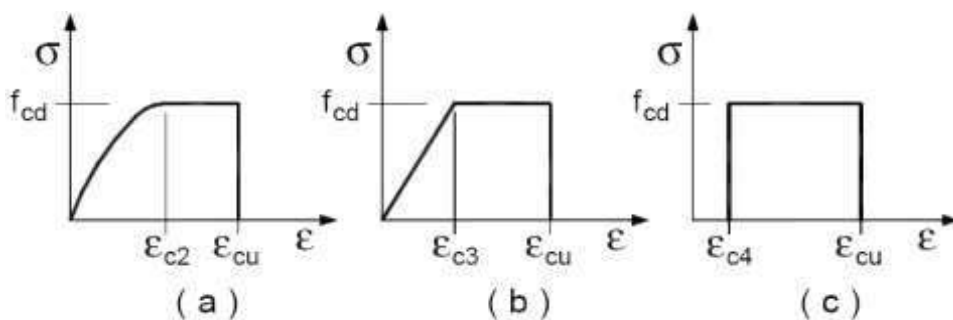
LEGENDA:

SL	Stato limite di esercizio per cui si esegue la verifica.
σ <sub>d,amm</sub>	Tensione ammissibile per la verifica.

I valori dei parametri caratteristici dei suddetti materiali sono riportati anche nei "Tabulati di calcolo", nella relativa sezione.

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

I diagrammi costitutivi degli elementi in calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.1 del D.M. 2018; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e pressoflessione deviata è adottato il modello riportato in fig. (a).



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

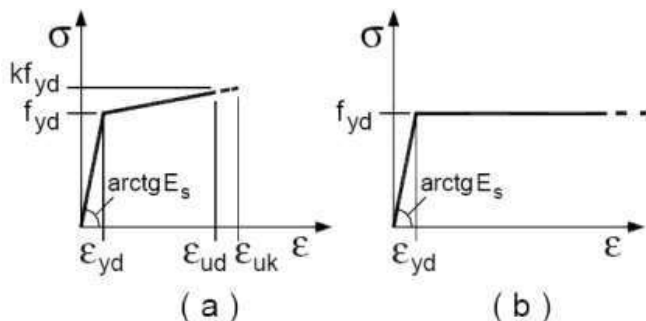
I valori di deformazione assunti sono:

$$\varepsilon_{c2} = 0,0020;$$

$$\varepsilon_{cu2} = 0,0035.$$

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.2 del D.M. 2018; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico rappresentato in fig. (b).

La resistenza di calcolo è data da  $f_{yk}/\gamma_f$ . Il coefficiente di sicurezza  $\gamma_f$  si assume pari a 1,15.



Le proprietà meccaniche dei terreni sono state investigate mediante specifiche prove mirate alla misurazione della velocità delle onde di taglio negli strati del sottosuolo. In particolare, è stata calcolata una velocità di propagazione equivalente delle onde di taglio con la seguente relazione (eq. [3.2.1] D.M. 2018):

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

dove:

- $h_i$  è lo spessore dell'i-simo strato;
- $V_{S,i}$  è la velocità delle onde di taglio nell'i-simo strato;
- $N$  è il numero totale di strati investigati;
- $H$  è la profondità del substrato con  $V_S \geq 800$  m/s.

Le proprietà dei terreni sono, quindi, state ricondotte a quelle individuate nella seguente tabella, ponendo  $H = 30$  m nella relazione precedente ed ottenendo il parametro  $V_{S,30}$ .

**Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato (Tab. 3.2.II D.M. 2018)**

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> 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.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , 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.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> 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.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , 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.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Le indagini effettuate, mirate alla valutazione della velocità delle onde di taglio ( $V_{S,30}$ ), permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria **B [B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti]**.

Le costanti di sottofondo (alla Winkler) del terreno sono state corrette secondo la seguente espressione:

$$K = c \cdot K_1;$$

dove:

$K_1$  = costante di Winkler del terreno riferita alla piastra standard di lato  $b = 30$  cm;

c = coefficiente di correzione, funzione del comportamento del terreno e della particolare geometria degli elementi di fondazione. Nel caso di "Riduzione Automatica" è dato dalle successive espressioni:

$$c = \left[ \frac{(B + b)}{2 \cdot B} \right]^2$$

per terreni incoerenti  
(Rif. Evaluation of coefficients of subgrade reaction K. Terzaghi, 1955 p.315)

$$c = \left( \frac{L/B + 0,5}{1,5 \cdot L/B} \right) \cdot \frac{b}{B}$$

per terreni coerenti  
(Rif. Evaluation of coefficients of subgrade reaction K. Terzaghi, 1955 p.315)

Essendo:

b = 0,30 m, dimensione della piastra standard;

L = lato maggiore della fondazione;

B = lato minore della fondazione.

Nel caso di stratigrafia la costante di sottofondo utilizzata nel calcolo delle **sollecitazioni** è quella del terreno a contatto con la fondazione, mentre nel calcolo dei **cedimenti** la costante di sottofondo utilizzata è calcolata come media pesata delle costanti di sottofondo presenti nel volume significativo della fondazione.

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei "Tabulati di calcolo", nella relativa sezione. Per ulteriori dettagli si rimanda alle relazioni geologica e geotecnica.

## Analisi dei carichi

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica., infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del punto 3.1 del **D.M. 2018**. In particolare, è stato fatto utile riferimento alle Tabelle 3.1.I e 3.1.II del D.M. 2018, per i pesi propri dei materiali e per la quantificazione e classificazione dei sovraccarichi, rispettivamente.

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

Le analisi effettuate, corredate da dettagliate descrizioni, oltre che nei "Tabulati di calcolo" nella relativa sezione, sono di seguito riportate:

## ANALISI CARICHI

Analisi carichi										
N <sub>id</sub>	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Caric o Neve
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
001	S	Platea	Scale, balconi, ballatoi (Cat. A)	<i>*vedi le relative tabelle dei carichi</i>	-	Pavimentazione e sottofondo, incidenza dei tramezzi e intonaco inferiore	2,350		0	[N/m²]
002	S	Scala	Scale, balconi, ballatoi (Cat. A)	<i>*vedi le relative tabelle dei carichi</i>	-	Pavimento, sottofondo e intonaco	1,360	Balconi, ballatoi e scale comuni (Cat. A – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	4,000	0
003	S	LatCem Cop.non acc. H20	Coperture accessibili solo per manutenzione	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 20 cm (16+4)	2,800	Manto di copertura, impermeabilizzazione e intonaco inferiore	1,360	Coperture accessibili per sola manutenzione (Cat. H – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	500	1,085

### LEGENDA:

**N<sub>id</sub>** Numero identificativo dell'analisi di carico.

**T. C.** Identificativo del tipo di carico: [S] = Superficiale - [L] = Lineare - [C] = Concentrato.

**PP, PNS, SA** Valori, rispettivamente, del Peso Proprio, del Sovraccarico Permanente NON strutturale, del Sovraccarico Accidentale. Secondo il tipo di carico indicato nella colonna "T.C." ("S" - "L" - "C"), i valori riportati nelle colonne "PP", "PNS" e "SA", sono espressi in [N/m<sup>2</sup>]

Analisi carichi										
N <sub>id</sub>	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve [N/m²]
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	

per carichi Superficiali, [N/m] per carichi Lineari, [N] per carichi Concentrati.

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al §3.2 del D.M. 2018 "Norme tecniche per le Costruzioni".

In particolare il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica.
- Individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio.
- Determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.
- Calcolo del periodo  $T_c$  corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerate.

Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito rispetto al Datum **ED50**:

Latitudine	Longitudine	Altitudine
[°]	[°]	[m]
41.588054	14.225389	403

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di comportamento adottato, deve essere effettuato il controllo della regolarità della struttura. tabella seguente riepiloga, per la struttura in esame, le condizioni di regolarità in pianta ed in altezza soddisfatte.

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN PIANTA	
La distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento	SI
Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4	SI
Ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione	SI

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA	
Tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio	SI
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	NO
Il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti	NO
Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento	SI

La rigidezza è calcolata come rapporto fra il taglio complessivamente agente al piano e  $\delta$ , spostamento relativo di piano (il taglio di piano è la sommatoria delle azioni orizzontali agenti al di sopra del piano considerato). I valori calcolati ed utilizzati per le verifiche sono riportati nei "Tabulati di calcolo" nella relativa sezione.

La struttura è pertanto:

in pianta	in altezza
REGOLARE	NON REGOLARE

La classe di duttilità è rappresentativa della capacità dell'edificio di dissipare energia in campo anelastico per azioni cicliche ripetute. deformazioni anelastiche devono essere distribuite nel maggior numero di elementi duttili, in particolare le travi, salvaguardando in tal modo i pilastri e soprattutto i nodi travi pilastro che sono gli elementi più fragili. D.M. 2018 definisce due tipi di comportamento strutturale:

- b) comportamento strutturale non-dissipativo;
- c) comportamento strutturale dissipativo.

Per strutture con comportamento strutturale dissipativo si distinguono due livelli di Capacità Dissipativa o Classi di Duttilità (CD).

- CD "A" (Alta);
- CD "B" (Media).

La differenza tra le due classi risiede nell'entità delle plasticizzazioni cui ci si riconduce in fase di progettazione; per ambedue le classi, onde assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e duttile evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili impreveduti, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

La struttura in esame è stata progettata in classe di duttilità "**ALTA**" (CD"A").

L'edificio è stato progettato per una **Vita Nominale** pari a **100** e per **Classe d'Uso** pari a **4**.

In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il **suolo** di fondazione di **categoria B**, cui corrispondono i seguenti valori per i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

Stato Limite	$a_g/g$	$F_0$	$T_c^*$	$C_c$	$T_B$	Parametri di pericolosità sismica		
						$T_c$	$T_D$	$S_s$
			[s]		[s]	[s]	[s]	
SLO	0.1417	2.355	0.315	1.39	0.146	0.437	2.167	1.20
SLD	0.1814	2.338	0.330	1.37	0.151	0.453	2.326	1.20
SLV	0.4407	2.423	0.407	1.32	0.179	0.536	3.363	1.00
SLC	0.4831	2.444	0.418	1.31	0.183	0.548	3.532	1.00

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre all'accelerazione ( $a_g$ ) al suolo (dipendente dalla classificazione sismica del Comune) occorre determinare il Fattore di Comportamento ( $q$ ).

Il Fattore di comportamento  $q$  è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttilità e dalla regolarità in altezza.

Si è inoltre assunto il **Coefficiente di Amplificazione Topografica** ( $S_T$ ) pari a **1.20**.

Tali succitate caratteristiche sono riportate negli allegati "Tabulati di calcolo" al punto "DATI GENERALI ANALISI SISMICA".

Per la struttura in esame sono stati determinati i seguenti valori:

### Stato Limite di Danno

Fattore di Comportamento ( $q_x$ ) per sisma orizzontale in direzione X: **1.00;**  
Fattore di Comportamento ( $q_y$ ) per sisma orizzontale in direzione Y: **1.00;**  
Fattore di Comportamento ( $q_z$ ) per sisma verticale: **1.00** (se richiesto).

### Stato Limite di salvaguardia della Vita

Fattore di Comportamento ( $q_x$ ) per sisma orizzontale in direzione X: **1.500 ;**  
Fattore di Comportamento ( $q_y$ ) per sisma orizzontale in direzione Y: **1.500 ;**  
Fattore di Comportamento ( $q_z$ ) per sisma verticale: **1.50** (se richiesto).

Di seguito si esplicita il calcolo del fattore di comportamento utilizzato per il sisma orizzontale:

	Dir. X	Dir. Y
Tipologia (§7.4.3.2 D.M. 2018)	<b>A pareti, miste equivalenti a pareti</b>	<b>A pareti, miste equivalenti a pareti</b>
Tipologia strutturale	<b>con pareti non accoppiate</b>	<b>con pareti non accoppiate</b>
$\alpha_u/\alpha_1$	<b>1</b>	<b>1</b>
$k_w$	<b>0.50</b>	<b>0.50</b>
$q_0$	<b>1.500</b>	<b>1.500</b>
$k_R$	<b>0.80</b>	

Il fattore di comportamento è calcolato secondo la relazione (7.3.1) del §7.3.1 del D.M. 2018:

$$q = q_0 \cdot k_R;$$

dove:

$k_w$  è il coefficiente che riflette la modalità di collasso prevalente in sistemi strutturali con pareti.

$q_0$  è il valore massimo del fattore di comportamento che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione. **NOTA:** il valore proposto di  $q_0$  è già ridotto dell'eventuale coefficiente  $k_w$ ;

$k_R$  è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

**N.B.1:** Per le costruzioni **regolari in pianta**, qualora non si proceda ad un'analisi non lineare finalizzata alla valutazione del rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$ , per esso possono essere adottati i valori indicati nel §7.4.3.2 del D.M. 2018 per le diverse tipologie costruttive. Per le costruzioni **non regolari in pianta**, si possono adottare valori di  $\alpha_u/\alpha_1$  pari alla media tra 1,0 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

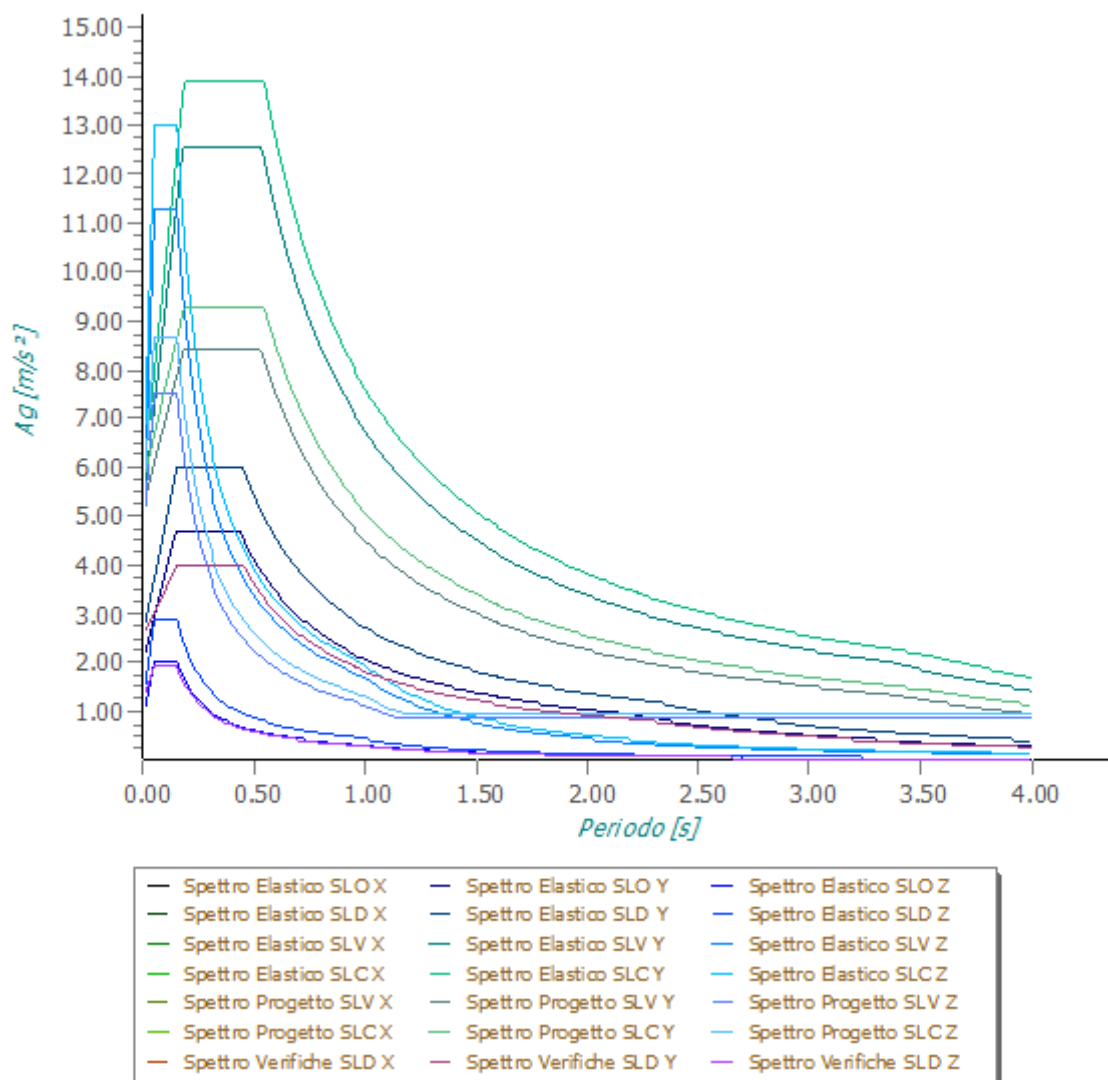
**Valori massimi del valore di base  $q_0$  del fattore di comportamento allo SLV per costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2 D.M. 2018)(cfr. Tabella 7.3.II D.M. 2018)**

Tipologia strutturale	$q_0$	
	CD"A"	CD"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

Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.



## Grafico degli Spettri di Risposta



Il calcolo delle azioni sismiche è stato eseguito in analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare.

Il numero di **modi di vibrazione** considerato (**9**) ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura:

Stato Limite	Direzione Sisma	%
salvaguardia della vita	X	99.9
salvaguardia della vita	Y	99.7
salvaguardia della vita	Z	100.0

Per valutare la risposta massima complessiva di una generica caratteristica E, conseguente alla sovrapposizione dei modi, si è utilizzata una tecnica di combinazione probabilistica definita CQC (*Complete Quadratic Combination - Combinazione Quadratica Completa*):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j} \quad \rho_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij})^2} \quad \beta_{ij} = \frac{T_j}{T_i}$$

dove:

- n è il numero di modi di vibrazione considerati;  
 $\xi$  è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in percentuale;  
 $\beta_{ij}$  è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia i-j di modi di vibrazione.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche. Il calcolo è stato effettuato mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito.

Il calcolo degli effetti dell'azione sismica è stato eseguito con riferimento alla struttura spaziale, tenendo cioè conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione escludendo i tamponamenti. Non ci sono approssimazioni su tetti inclinati, piani sfalsati o scale, solette, pareti irrigidenti e nuclei.

Si è tenuto conto delle deformabilità taglianti e flessionali degli elementi monodimensionali; muri, pareti, setti, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento a guscio (sia a piastra che a lastra).

Sono stati considerati sei gradi di libertà per nodo; in ogni nodo della struttura sono state applicate le forze sismiche derivanti dalle masse circostanti.

Le sollecitazioni derivanti da tali forze sono state poi combinate con quelle derivanti dagli altri carichi come prima specificato.

Gli spostamenti  $d_E$  della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV sono stati ottenuti moltiplicando per il fattore  $\mu_d$  i valori  $d_{Ee}$  ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

dove

$$\begin{aligned} \mu_d &= q & \text{se } T_1 \geq T_C; \\ \mu_d &= 1 + (q-1) \cdot T_C / T_1 & \text{se } T_1 < T_C. \end{aligned}$$

In ogni caso  $\mu_d \leq 5q - 4$ .

Le azioni orizzontali dovute al sisma sulla struttura vengono convenzionalmente determinate come agenti separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate. In generale, però, le componenti orizzontali del sisma devono essere considerate come agenti simultaneamente. A tale scopo, la combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY}$$

$$E_{EdY} \pm 0,30E_{EdX}$$

dove:

$E_{EdX}$  rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale X scelto della struttura;

$E_{EdY}$  rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale Y scelto della struttura.

L'azione sismica verticale deve essere considerata in presenza di: elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi pressoché orizzontali precompressi, elementi a sbalzo pressoché orizzontali con luce maggiore di 5 m, travi che sostengono colonne, strutture isolate.

La combinazione della componente verticale del sisma, qualora portata in conto, con quelle orizzontali è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali e verticali del sisma sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY} \pm 0,30E_{EdZ}$$

$$E_{EdY} \pm 0,30E_{EdX} \pm 0,30E_{EdZ}$$

$$E_{EdZ} \pm 0,30E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY}$$

dove:

$E_{EdX}$  e  $E_{EdY}$  sono gli effetti dell'azione sismica nelle direzioni orizzontali prima definite;  
 $E_{EdZ}$  rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione della componente verticale dell'azione sismica di progetto.

Per valutare le eccentricità accidentali, previste in aggiunta all'eccentricità effettiva. Inoltre, sono state amplificate le forze agenti tramite il fattore  $\delta=1+0,6 \cdot x/L_e$ , dove (cfr. § 4.3.3.2.4 UNI EN 1998-1:2005):

**x** è la distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico dell'edificio, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata;

**$L_e$**  è la distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata allo stesso modo.

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 2018. I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, platee, ecc.).

I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste.

Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite (variabili con legge lineare ed agenti lungo tutta l'asta o su tratti limitati di essa).

Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{K1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{K2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{K3} + \dots \quad (1)$$

dove:

**$G_1$**  rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);

**$G_2$**  rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

**P** rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;

**Q** azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:

- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;

**$Q_{ki}$**  rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;

**$\gamma_{G1}$ ,  $\gamma_{G2}$ ,  $\gamma_P$**  coefficienti parziali come definiti nella Tab. 2.6.I del D.M. 2018;

**$\psi_{0i}$**  sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le **24 combinazioni** risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base ( $Q_{K1}$  nella formula precedente).

I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati "Tabulati di calcolo".

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{Ki}$$

dove:

**E** rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;

$G_1$	rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
$G_2$	rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
$P$	rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
$\psi_{2i}$	coefficiente di combinazione delle azioni variabili $Q_i$ ;
$Q_{ki}$	valore caratteristico dell'azione variabile $Q_i$ .

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}).$$

I valori dei coefficienti  $\psi_{2i}$  sono riportati nella seguente tabella:

Categoria/Azione	$\psi_{2i}$
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,3
Categoria B - Uffici	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,6
Categoria E - Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0,8
Categoria F - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,6
Categoria G - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,3
Categoria H - Coperture	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	*
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	*
Vento	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,2
Variazioni termiche	0,0
* "Da valutarsi caso per caso"	

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al §2.6.1 del D.M. 2018, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti nella Tab. 6.2.I del D.M. 2018.

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella Tab. 6.2.II del D.M. 2018.

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della Tab. 6.4.I del D.M. 2018 per le fondazioni superficiali. Per le fondazioni su pali, i valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della Tab. 6.4.II del D.M. 2018.

Si è quindi provveduto a progettare le armature di ogni elemento strutturale per ciascuno dei valori ottenuti secondo le modalità precedentemente illustrate. Nella sezione relativa alle verifiche dei "Tabulati di calcolo" in allegato sono riportati, per brevità, i valori della sollecitazione relativi alla combinazione cui corrisponde il minimo valore del coefficiente di sicurezza.

L'azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo Stato Limite di Danno, è stata combinata con le altre azioni mediante una relazione del tutto analoga alla precedente:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

$E$	rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;
$G_1$	rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
$G_2$	rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
$P$	rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
$\psi_{2i}$	coefficiente di combinazione delle azioni variabili $Q_i$ ;
$Q_{ki}$	valore caratteristico dell'azione variabile $Q_i$ .

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti  $\psi_{2i}$  sono riportati nella tabella di cui allo SLV.

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state semiprogettate le aste in c.a. sono state ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 2018 al §2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

rara	frequente	quasi permanente
$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

dove:

- $G_{kj}$ : valore caratteristico della j-esima azione permanente;
- $P_{kh}$ : valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;
- $Q_{k1}$ : valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- $Q_{ki}$ : valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- $\psi_{0i}$ : coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;
- $\psi_{1i}$ : coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
- $\psi_{2i}$ : coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti  $\psi_{0i}$ ,  $\psi_{1i}$ ,  $\psi_{2i}$  sono attribuiti i seguenti valori:

Azione	$\psi_{0i}$	$\psi_{1i}$	$\psi_{2i}$
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B – Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H – Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ 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 maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base [ $Q_{k1}$  nella formula (1)], con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento (trave, pilastro, etc...) sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione).

Negli allegati "*Tabulati Di Calcolo*" sono riportanti i coefficienti relativi alle combinazioni di calcolo generate relativamente alle combinazioni di azioni "**Quasi Permanente**" (1), "**Frequente**" (3) e "**Rara**" (3).

Nelle sezioni relative alle verifiche allo SLE dei citati tabulati, inoltre, sono riportati i valori delle sollecitazioni relativi alle combinazioni che hanno originato i risultati più gravosi.

Il carico da neve è stato calcolato seguendo le prescrizioni del §3.4 del D.M. 2018 e le integrazioni della Circolare 2019 n. 7. Il carico da neve, calcolato come di seguito riportato, è stato combinato con le altre azioni variabili definite al §2.5.3, ed utilizzando i coefficienti di combinazione della Tabella 2.5.I del D.M. 2018. Il carico da neve superficiale da applicare sulle coperture è stato stimato utilizzando la relazione [cfr. §3.4.1 D.M. 2018]:

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


dove:

- $q_{sk}$  è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, in  $[kN/m^2]$ . Tale valore è calcolato in base alla posizione ed all'altitudine ( $a_s$ ) secondo quanto indicato alla seguente tabella;

**Valori di riferimento del carico della neve al suolo,  $q_{sk}$  (cfr. §3.4.2 D.M. 2018)**

Zona	$a_s \leq 200$ m	$a_s > 200$ m
I – Alpina	$q_{sk} = 1,50$ kN/m <sup>2</sup>	$q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2]$ kN/m <sup>2</sup>
I – Mediterranea	$q_{sk} = 1,50$ kN/m <sup>2</sup>	$q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2]$ kN/m <sup>2</sup>
II	$q_{sk} = 1,00$ kN/m <sup>2</sup>	$q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2]$ kN/m <sup>2</sup>
III	$q_{sk} = 0,60$ kN/m <sup>2</sup>	$q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2]$ kN/m <sup>2</sup>



**Mappa delle zone di carico della neve**  
[cfr. Fig. 3.4.1 D.M. 2018].

**Zone di carico della neve**

**I - Alpina:** Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza

**I - Mediterranea:** Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese

**II:** Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona

**III:** Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastro, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo

- $\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura, funzione dell'inclinazione della falda ( $\alpha$ ) e della sua morfologia (vedi tabelle seguenti);

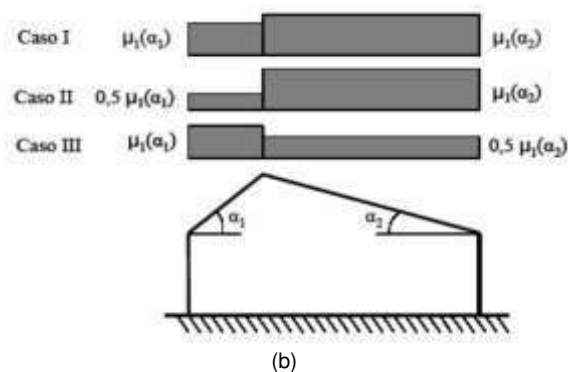
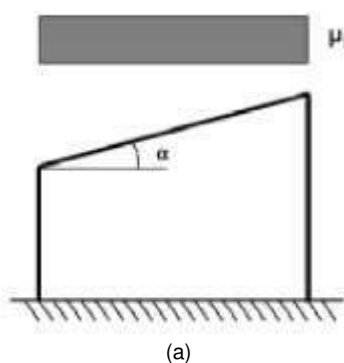
**Valori dei coefficienti di forma per falde piane (cfr. Tab. 3.4.II D.M. 2018 e Tab. C3.4.I Circolare 2019 n. 7)**

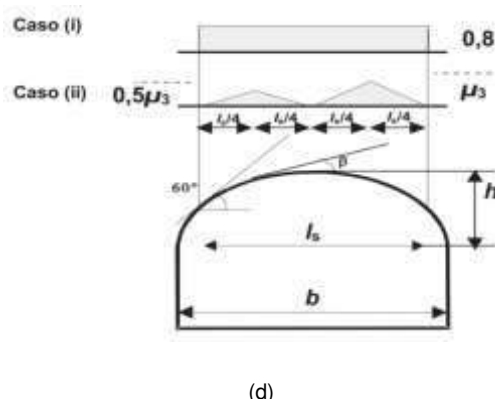
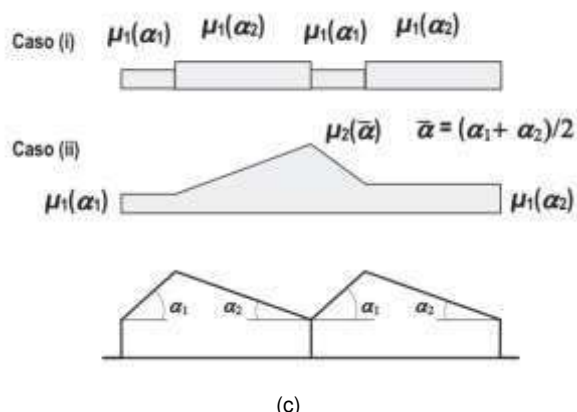
Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8 \cdot (60 - \alpha) / 30$	0,0
$\mu_2$	$0,8 + 0,8 \cdot \alpha / 30$	1,6	-

**Valori dei coefficienti di forma per coperture cilindriche (cfr. §C3.4.3.3.1 Circolare 2019 n. 7)**

Angolo di tangenza delle coperture cilindriche, $\beta$	Coefficiente di forma, $\mu_3$
per $\beta > 60^\circ$	$\mu_3 = 0$
per $\beta \leq 60^\circ$	$\mu_3 = 0,2 + 10 h / b \leq 2,0$

I coefficienti di forma definiti nelle tabelle precedenti sono stati utilizzati per la scelta delle combinazioni di carico da neve indicate nelle seguenti figure.





Coefficienti di forma e relative combinazioni di carico per la neve: (a) coperture ad una falda [cfr. 3.4.5.2 D.M. 2018], (b) coperture a due falde [cfr. 3.4.5.3 D.M. 2018], (c) coperture a più falde [cfr. C3.4.3.3 Circolare 2019 n. 7], (d) coperture cilindriche [cfr. C3.4.3.3.1 Circolare 2019 n. 7].

-  $C_E$  è il coefficiente di esposizione, funzione della topografia del sito (si veda la seguente tabella);

Valori di  $C_E$  per diverse classi di esposizione (cfr. Tab. 3.4.I D.M. 2018)

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

-  $C_t$  è il coefficiente termico, cautelativamente posto pari ad 1 (cfr. §3.4.4 D.M. 2018).

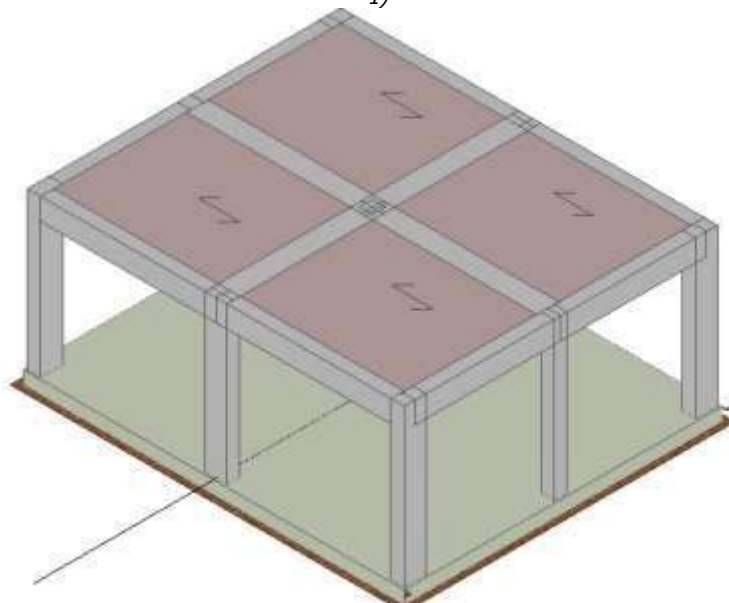


### 3. Calcolo del locale tecnico

Vengono riportate di seguito due viste assonometriche contrapposte, allo scopo di consentire una migliore comprensione della struttura oggetto della presente relazione:

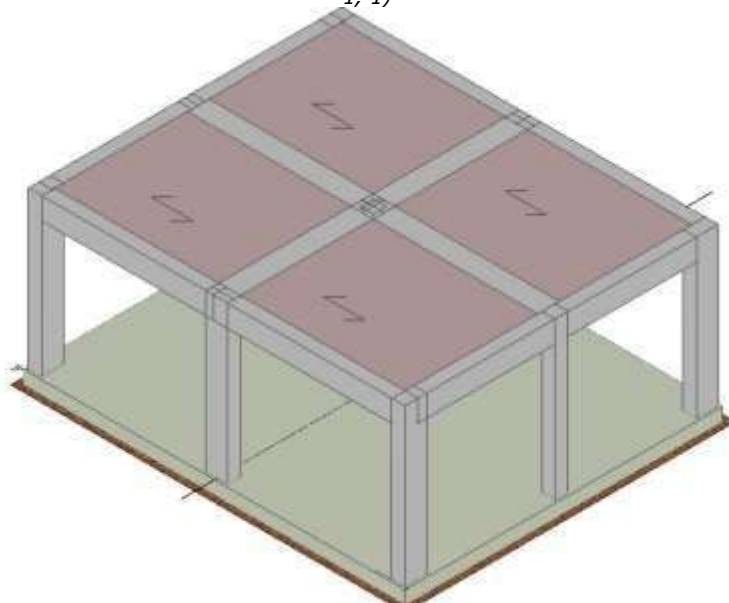
#### Vista Anteriore

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale  $O, X, Y, Z$ , ha versore  $(1; 1; -1)$



#### Vista Posteriore

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale  $O, X, Y, Z$ , ha versore  $(-1; -1; 1)$



Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

**Legge 5 novembre 1971 n. 1086** (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".

**Legge 2 febbraio 1974 n. 64** (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".

Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

**D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008** (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.)

"Norme tecniche per le Costruzioni".

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

**Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti** (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.)

"Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008".

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

## MATERIALI CALCESTRUZZO ARMATO

### Caratteristiche calcestruzzo armato

N <sub>id</sub>	γ <sub>k</sub>	α <sub>T, i</sub>	E	G	C <sub>Erid</sub>	Stz	R <sub>ck</sub>	R <sub>cm</sub>	%R <sub>ck</sub>	γ <sub>c</sub>	f <sub>cd</sub>	f <sub>ctd</sub>	f <sub>ctm</sub>	N	n Ac
	[N/m <sup>3</sup> ]	[1/°C]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[%]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]		
<b>Cls C25/30_B450C - (C25/30)</b>															
001	25,000	0,000010	31,447	13,103	60	P	30,00	-	0,85	1,50	14,11	1,19	3,07	15	002

### LEGENDA:

<b>N<sub>id</sub></b>	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
<b>γ<sub>k</sub></b>	Peso specifico.
<b>α<sub>T, i</sub></b>	Coefficiente di dilatazione termica.
<b>E</b>	Modulo elastico normale.
<b>G</b>	Modulo elastico tangenziale.
<b>C<sub>Erid</sub></b>	Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [ $E_{sisma} = E \cdot C_{Erid}$ ].
<b>Stz</b>	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
<b>R<sub>ck</sub></b>	Resistenza caratteristica cubica.
<b>R<sub>cm</sub></b>	Resistenza media cubica.
<b>%R<sub>ck</sub></b>	Percentuale di riduzione della R <sub>ck</sub>
<b>γ<sub>c</sub></b>	Coefficiente parziale di sicurezza del materiale.
<b>f<sub>cd</sub></b>	Resistenza di calcolo a compressione.
<b>f<sub>ctd</sub></b>	Resistenza di calcolo a trazione.
<b>f<sub>ctm</sub></b>	Resistenza media a trazione per flessione.
<b>n Ac</b>	Identificativo, nella relativa tabella materiali, dell'acciaio utilizzato: [-] = parametro NON significativo per il materiale.

## MATERIALI ACCIAIO

### Caratteristiche acciaio

N <sub>id</sub>	γ <sub>k</sub>	α <sub>T, i</sub>	E	G	Stz	f <sub>yk,1</sub> / f <sub>yk,2</sub>	f <sub>tk,1</sub> / f <sub>tk,2</sub>	f <sub>vd,1</sub> / f <sub>vd,2</sub>	f <sub>td</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>M1</sub>	γ <sub>M2</sub>	γ <sub>M3,SLV</sub>	γ <sub>M3,SLE</sub>	γ <sub>M7</sub> NCnt	Cnt
	[N/m <sup>3</sup> ]	[1/°C]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]							
<b>Acciaio B450C - (B450C)</b>																
002	78,500	0,000010	210,00 0	80,769	P	450,00 -	-	391,30 -	-	1,15	-	-	-	-	-	-

### LEGENDA:

<b>N<sub>id</sub></b>	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
<b>γ<sub>k</sub></b>	Peso specifico.
<b>α<sub>T, i</sub></b>	Coefficiente di dilatazione termica.
<b>E</b>	Modulo elastico normale.
<b>G</b>	Modulo elastico tangenziale.
<b>Stz</b>	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
<b>f<sub>tk,1</sub></b>	Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con t ≤ 40 mm).
<b>f<sub>tk,2</sub></b>	Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).
<b>f<sub>td</sub></b>	Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).
<b>γ<sub>s</sub></b>	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV del materiale.
<b>γ<sub>M1</sub></b>	Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità.
<b>γ<sub>M2</sub></b>	Coefficiente parziale di sicurezza per sezioni tese indebolite.
<b>γ<sub>M3,SLV</sub></b>	Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLV (Bulloni).

**Caratteristiche acciaio**

N <sub>id</sub>	γ <sub>k</sub>	α <sub>T, i</sub>	E	G	Stz	f <sub>yk,1</sub> / f <sub>yk,2</sub>	f <sub>tk,1</sub> / f <sub>tk,2</sub>	f <sub>yd,1</sub> / f <sub>yd,2</sub>	f <sub>td</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>M1</sub>	γ <sub>M2</sub>	γ <sub>M3,SLV</sub>	γ <sub>M3,SLE</sub>	γ <sub>M7</sub> NCnt Cnt
	[N/m <sup>3</sup> ]	[1/°C]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]						
γ <sub>M3,SLE</sub>	Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLE (Bulloni).														
γ <sub>M7</sub>	Coefficiente parziale di sicurezza precarico di bulloni ad alta resistenza (Bulloni - NCnt = con serraggio NON controllato; Cnt = con serraggio controllato). [-] = parametro NON significativo per il materiale.														
f <sub>yk,1</sub>	Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con t ≤ 40 mm).														
f <sub>yk,2</sub>	Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).														
f <sub>yd,1</sub>	Resistenza di calcolo (per profili con t ≤ 40 mm).														
f <sub>yd,2</sub>	Resistenza di calcolo (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).														
NOTE	[-] = Parametro non significativo per il materiale.														

**TENSIONI AMMISSIBILI ALLO SLE DEI VARI MATERIALI**

Tensioni ammissibili allo SLE dei vari materiali			
Materiale	SL	Tensione di verifica	σ <sub>d,amm</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
Cls C25/30_B450C	Caratteristica(RARA)	Compressione Calcestruzzo	14,94
	Quasi permanente	Compressione Calcestruzzo	11,21
Acciaio B450C	Caratteristica(RARA)	Trazione Acciaio	360,00

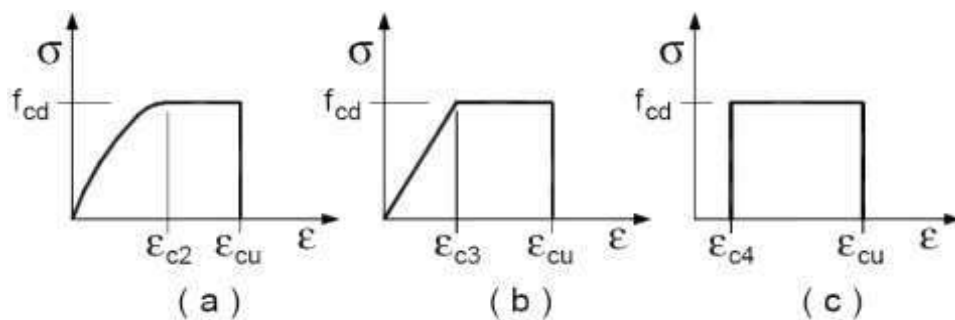
**LEGENDA:**

**SL** Stato limite di esercizio per cui si esegue la verifica.  
**σ<sub>d,amm</sub>** Tensione ammissibile per la verifica.

I valori dei parametri caratteristici dei suddetti materiali sono riportati anche nei "Tabulati di calcolo", nella relativa sezione.

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

I diagrammi costitutivi degli elementi in calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al par. 4.1.2.1.2.2 del D.M. 14/01/2008; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e pressoflessione deviata è adottato il modello riportato in fig. (a).



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

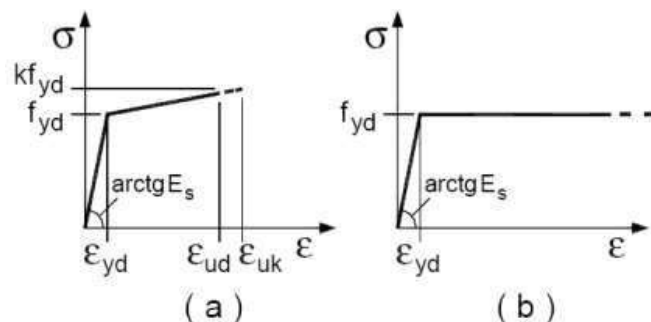
I valori di deformazione assunti sono:

$$\varepsilon_{c2} = 0,0020;$$

$$\varepsilon_{cu2} = 0,0035.$$

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al par. 4.1.2.1.2.3 del D.M. 14/01/2008; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico rappresentato in fig. (b).

La resistenza di calcolo è data da  $f_{yk}/\gamma_f$ . Il coefficiente di sicurezza  $\gamma_f$  si assume pari a 1,15.



Le indagini effettuate, mirate alla valutazione della velocità delle onde di taglio ( $V_{S30}$ ) e/o del numero di colpi dello Standard Penetration Test ( $N_{SPT}$ ), permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria **B [B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti]**.

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei "Tabulati di calcolo", nella relativa sezione. Per ulteriori dettagli si rimanda alle relazioni geologica e geotecnica.

## Analisi dei carichi

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica.

Essa, infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del **D.M. 14/01/2008**.

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

Le analisi effettuate, corredate da dettagliate descrizioni, oltre che nei "Tabulati di calcolo" nella relativa sezione, sono di seguito riportate:

N <sub>id</sub>	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
001	S	Platea	Scuole	*vedi le relative tabelle dei carichi	-	Sottofondo e pavimento	2,000	Scuole (Cat. C1 – Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008)	3,000	0
002	S	LatCem Cop. acc. H20	Coperture accessibili solo per manutenzione	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 25 cm (20+5)	3,530	Giardino pensile, intonaco	2,500	Scuole (Cat. C1 – Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008)	3,000	1,157

### LEGENDA:

**N<sub>id</sub>** Numero identificativo dell'analisi di carico.

**T. C.** Identificativo del tipo di carico: [S] = Superficiale - [L] = Lineare - [C] = Concentrato.

**PP, PNS, SA** Valori, rispettivamente, del Peso Proprio, del Sovraccarico Permanente NON strutturale, del Sovraccarico Accidentale. Secondo il tipo di carico indicato nella colonna "T.C." ("S" - "L" - "C"), i valori riportati nelle colonne "PP", "PNS" e "SA", sono espressi in [N/m<sup>2</sup>] per carichi Superficiali, [N/m] per carichi Lineari, [N] per carichi Concentrati.

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 del D.M. 14/01/2008 "Norme tecniche per le Costruzioni".

In particolare il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica.
- Individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio.
- Determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.
- Calcolo del periodo  $T_c$  corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerate.

Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito rispetto al Datum **ED50**:

Latitudine	Longitudine	Altitudine
[°]	[°]	[m]
41.588032	14.225352	403

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di struttura adottato, deve essere effettuato il controllo della regolarità della struttura.

La tabella seguente riepiloga, per la struttura in esame, le condizioni di regolarità in pianta ed in altezza soddisfatte.

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN PIANTA	
La configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze	SI
Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4	SI
Nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione	SI
Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti	SI

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA	
Tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione	SI
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
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
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 rigidezza è calcolata come rapporto fra il taglio complessivamente agente al piano e  $\delta$ , spostamento relativo di piano (il taglio di piano è la sommatoria delle azioni orizzontali agenti al di sopra del piano considerato).

Tutti i valori calcolati ed utilizzati per le verifiche sono riportati nei "Tabulati di calcolo" nella relativa sezione.

La struttura è pertanto:

in pianta	in altezza
<b>REGOLARE</b>	<b>REGOLARE</b>

La classe di duttilità è rappresentativa della capacità dell'edificio di dissipare energia in campo anelastico per azioni cicliche ripetute. Le deformazioni anelastiche devono essere distribuite nel maggior numero di elementi duttili, in particolare le travi, salvaguardando in tal modo i pilastri e soprattutto i nodi travi pilastro che sono gli elementi più fragili. D.M. 14/01/2008 definisce due tipi di comportamento strutturale:

- d) comportamento strutturale non-dissipativo;
- e) comportamento strutturale dissipativo.

Per strutture con comportamento strutturale dissipativo si distinguono due livelli di Capacità Dissipativa o Classi di Duttilità (CD).

- CD"A" (Alta);
- CD"B" (Bassa).

La differenza tra le due classi risiede nell'entità delle plasticizzazioni cui ci si riconduce in fase di progettazione; per ambedue le classi, onde assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e duttile evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili impreveduti, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze. struttura in esame è stata progettata in classe di duttilità "**BASSA**" (CD"B").

L'edificio è stato progettato per una **Vita Nominale** pari a **100** e per **Classe d'Uso** pari a **4**.

In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il **suolo** di fondazione di **categoria B**, cui corrispondono i seguenti valori per i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

Stato Limite	$a_g/g$	$F_0$	$T_c^*$	$C_c$	$T_B$	Parametri di pericolosità sismica		
						$T_c$	$T_D$	$S_s$
			[s]		[s]	[s]	[s]	
SLO	0.1227	2.368	0.309	1.39	0.143	0.430	2.091	1.20
SLD	0.1586	2.345	0.322	1.38	0.148	0.444	2.234	1.20
SLV	0.3990	2.399	0.395	1.32	0.174	0.523	3.196	1.02
SLC	0.4831	2.444	0.418	1.31	0.183	0.548	3.532	1.00

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre all'accelerazione ( $a_g$ ) al suolo (dipendente dalla classificazione sismica del Comune) occorre determinare il Fattore di Struttura ( $q$ ).

Il Fattore di struttura  $q$  è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttilità e dalla regolarità in altezza.

Si è inoltre assunto il **Coefficiente di Amplificazione Topografica** ( $S_T$ ) pari a **1.20**

Tali succitate caratteristiche sono riportate negli allegati "Tabulati di calcolo" al punto "DATI GENERALI ANALISI SISMICA".

Per la struttura in esame sono stati determinati i seguenti valori:

Stato Limite di salvaguardia della Vita

Fattore di Struttura ( $q_x$ ) per sisma orizzontale in direzione X: **3.150**;  
Fattore di Struttura ( $q_y$ ) per sisma orizzontale in direzione Y: **3.150**;  
Fattore di Struttura ( $q_z$ ) per sisma verticale: **1.50**.

Di seguito si esplicita il calcolo del fattore di struttura utilizzato per il sisma orizzontale:

Tipologia (Tab. 7.4.I D.M. 14/01/2008)	Dir. X	Dir. Y
	A telaio, miste equivalenti a telaio	A telaio, miste equivalenti a telaio
Tipologia strutturale	con più campate	con più campate
$\alpha_{u1}/\alpha_1$	1.05	1.05
$k_w$	-	-
$q_0$	3.150	3.150
$k_R$	1.00	

Il fattore di struttura è calcolato secondo la relazione (7.3.1) del par. 7.3.1 del D.M. 14/01/2008:

$$q = q_0 \cdot k_R;$$

dove:

$k_w$  è il coefficiente che riflette la modalità di collasso prevalente in sistemi strutturali con pareti;

$q_0$  è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione. **NOTA:** il valore proposto di  $q_0$  è già ridotto dell'eventuale coefficiente  $k_w$ ;

$k_R$  è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

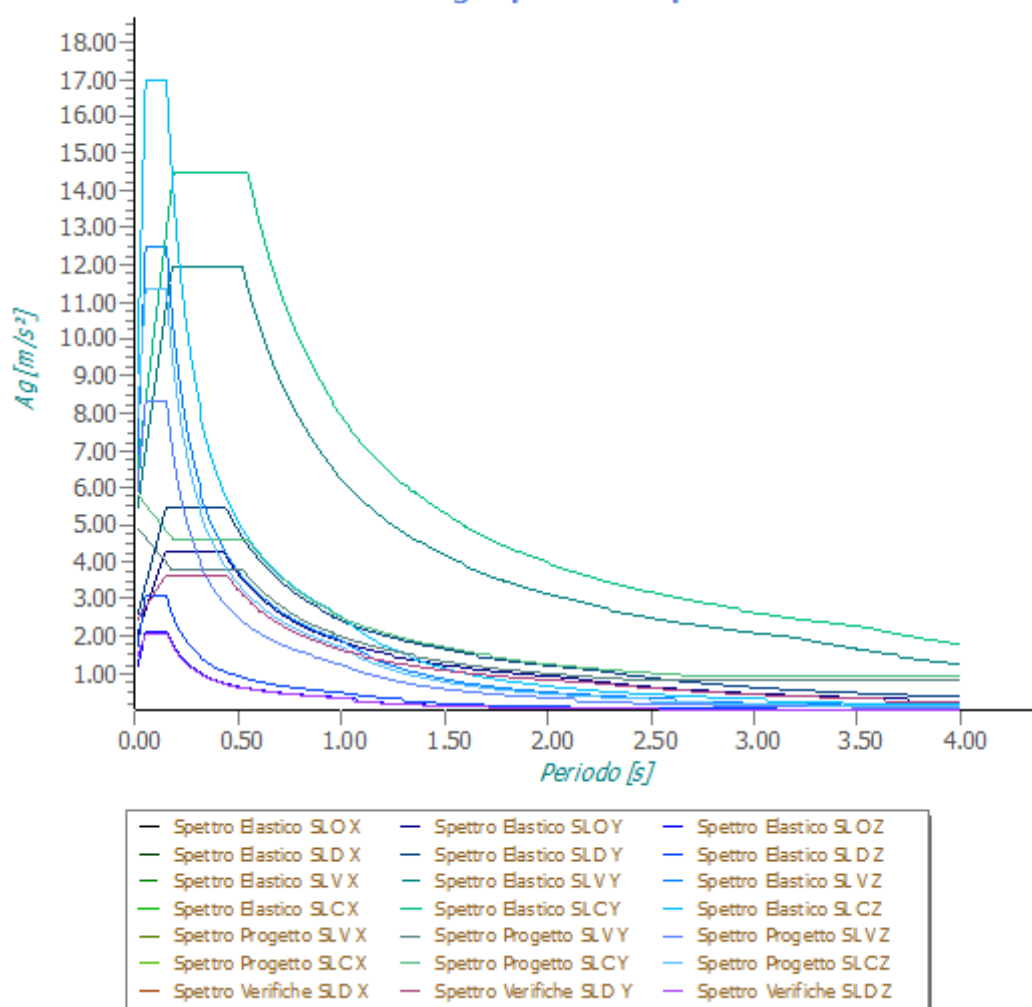
**N.B:** Per le costruzioni **regolari in pianta**, qualora non si proceda ad un'analisi non lineare finalizzata alla valutazione del rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$ , per esso possono essere adottati i valori indicati nei par. 7.4.3.2 del D.M. 14/01/2008 per le diverse tipologie costruttive. Per le costruzioni **non regolari in pianta**, si possono adottare valori di  $\alpha_u/\alpha_1$  pari alla media tra 1,0 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

Tabella 7.4.I - Valori di  $q_0$

Tipologia	$q_0$	
	CD"B"	CD"A"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3,0 \cdot \alpha_u/\alpha_1$	$4,5 \cdot \alpha_u/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4,0 \cdot \alpha_u/\alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.

Grafico degli Spettri di Risposta





Il calcolo delle azioni sismiche è stato eseguito in analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare.

Il numero di **modi di vibrazione** considerato (**15**) ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura:

Stato Limite	Direzione Sisma	%
salvaguardia della vita	X	100.0
salvaguardia della vita	Y	100.0
salvaguardia della vita	Z	100.0

Per valutare la risposta massima complessiva di una generica caratteristica E, conseguente alla sovrapposizione dei modi, si è utilizzata una tecnica di combinazione probabilistica definita CQC (*Complete Quadratic Combination - Combinazione Quadratica Completa*):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j} \quad \text{con} \quad \rho_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{\frac{3}{2}}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij}^2)} \quad \beta_{ij} = \frac{\omega_i}{\omega_j}$$

dove:

- n è il numero di modi di vibrazione considerati;
- $\xi$  è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in percentuale;
- $\beta_{ij}$  è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia i-j di modi di vibrazione.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche. Il calcolo è stato effettuato mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito.

Il calcolo degli effetti dell'azione sismica è stato eseguito con riferimento alla struttura spaziale, tenendo cioè conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione escludendo i tamponamenti. Non ci sono approssimazioni su tetti inclinati, piani sfalsati o scale, solette, pareti irrigidenti e nuclei.

Si è tenuto conto delle deformabilità taglianti e flessionali degli elementi monodimensionali; muri, pareti, setti, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento a guscio (sia a piastra che a lastra).

Sono stati considerati sei gradi di libertà per nodo; in ogni nodo della struttura sono state applicate le forze sismiche derivanti dalle masse circostanti.

Le sollecitazioni derivanti da tali forze sono state poi combinate con quelle derivanti dagli altri carichi come prima specificato.

Gli spostamenti  $d_E$  della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV sono stati ottenuti moltiplicando per il fattore  $\mu_d$  i valori  $d_{Ee}$  ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

dove

$$\begin{aligned} \mu_d &= q & \text{se } T_1 \geq T_C; \\ \mu_d &= 1 + (q-1) \cdot T_C / T_1 & \text{se } T_1 < T_C. \end{aligned}$$

In ogni caso  $\mu_d \leq 5q - 4$ .

Le azioni orizzontali dovute al sisma sulla struttura vengono convenzionalmente determinate come agenti separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate. In generale, però, le componenti orizzontali del sisma devono essere considerate come agenti simultaneamente. A tale scopo, la combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY} \quad E_{EdY} \pm 0,30E_{EdX}$$

dove:

$E_{EdX}$  rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale X scelto della struttura;

$E_{EdY}$  rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale Y scelto della struttura.

L'azione sismica verticale deve essere considerata in presenza di: elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi pressoché orizzontali precompressi, elementi a sbalzo pressoché orizzontali con luce maggiore di 5 m, travi che sostengono colonne, strutture isolate.

La combinazione della componente verticale del sisma, qualora portata in conto, con quelle orizzontali è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali e verticali del sisma sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY} \pm 0,30E_{EdZ}$$

$$E_{EdY} \pm 0,30E_{EdX} \pm 0,30E_{EdZ}$$

$$E_{EdZ} \pm 0,30E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY}$$

dove:

$E_{EdX}$  e  $E_{EdY}$  sono gli effetti dell'azione sismica nelle direzioni orizzontali prima definite;

$E_{EdZ}$  rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione della componente verticale dell'azione sismica di progetto.

Per valutare le eccentricità accidentali, previste in aggiunta all'eccentricità effettiva sono state amplificate le forze agenti tramite il fattore  $\delta=1+0,6 \cdot x/L_e$ , dove:

**x** è la distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico dell'edificio, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata;

**$L_e$**  è la distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata allo stesso modo.

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 14/01/2008. I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, platee, ecc.).

I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste.

Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite (variabili con legge lineare ed agenti lungo tutta l'asta o su tratti limitati di essa).

Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{K1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{K2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{K3} + \dots \quad (1)$$

dove:

**$G_1$**  rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);

**$G_2$**  rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

**P** rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;

**Q** azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:

- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;

$Q_{ki}$  rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;  
 $\gamma_{qr}, \gamma_{qr}, \gamma_D$  coefficienti parziali come definiti nella Tab. 2.6.I del D.M. 14/01/2008;  
 $\psi_{0i}$  sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le **48 combinazioni** risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base ( $Q_{k1}$  nella formula precedente).

I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati "*Tabulati di calcolo*".

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;  
 $G_1$  rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;  
 $G_2$  rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;  
P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;  
 $\psi_{2i}$  coefficiente di combinazione delle azioni variabili  $Q_i$ ;  
 $Q_{ki}$  valore caratteristico dell'azione variabile  $Q_i$ .

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti  $\psi_{2i}$  sono riportati nella seguente tabella:

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

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al par. 2.6.1 del D.M. 14/01/2008, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 (STR) definiti nella Tab. 6.2.I del D.M. 14/01/2008.

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella Tab. 6.2.II del D.M. 14/01/2008.

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della Tab. 6.4.I del D.M. 14/01/2008 per le fondazioni superficiali.

Si è quindi provveduto a progettare le armature di ogni elemento strutturale per ciascuno dei valori ottenuti secondo le modalità precedentemente illustrate. Nella sezione relativa alle verifiche dei "*Tabulati di calcolo*" in allegato sono riportati, per brevità, i valori della sollecitazione relativi alla combinazione cui corrisponde il minimo valore del coefficiente di sicurezza.

L'azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo Stato Limite di Danno, è stata combinata con le altre azioni mediante una relazione del tutto analoga alla precedente:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

- E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;  
 $G_1$  rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;  
 $G_2$  rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;  
P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;  
 $\psi_{2i}$  coefficiente di combinazione delle azioni variabili  $Q_i$ ;  
 $Q_{ki}$  valore caratteristico dell'azione variabile  $Q_i$ .

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti  $\psi_{2i}$  sono riportati nella tabella di cui allo SLV.

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state semiprogettate le aste in c.a. sono state ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 14/01/2008 al par. 2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

rara	frequente	quasi permanente
$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

dove:

- $G_{kj}$ : valore caratteristico della j-esima azione permanente;  
 $P_{kh}$ : valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;  
 $Q_{kl}$ : valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;  
 $Q_{ki}$ : valore caratteristico della i-esima azione variabile;  
 $\psi_{0i}$ : coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;  
 $\psi_{1i}$ : coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;  
 $\psi_{2i}$ : coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti  $\psi_{0i}$ ,  $\psi_{1i}$ ,  $\psi_{2i}$  sono attribuiti i seguenti valori:

Azione	$\psi_{0i}$	$\psi_{1i}$	$\psi_{2i}$
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B – Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H – Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ 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 maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base [ $Q_{k1}$  nella formula (1)], con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento (trave, pilastro, etc...) sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione).

Negli allegati "Tabulati Di Calcolo" sono riportanti i coefficienti relativi alle combinazioni di calcolo generate relativamente alle combinazioni di azioni "**Quasi Permanente**" (1), "**Frequente**" (3) e "**Rara**" (4).

Nelle sezioni relative alle verifiche allo SLE dei citati tabulati, inoltre, sono riportati i valori delle sollecitazioni relativi alle combinazioni che hanno originato i risultati più gravosi.