

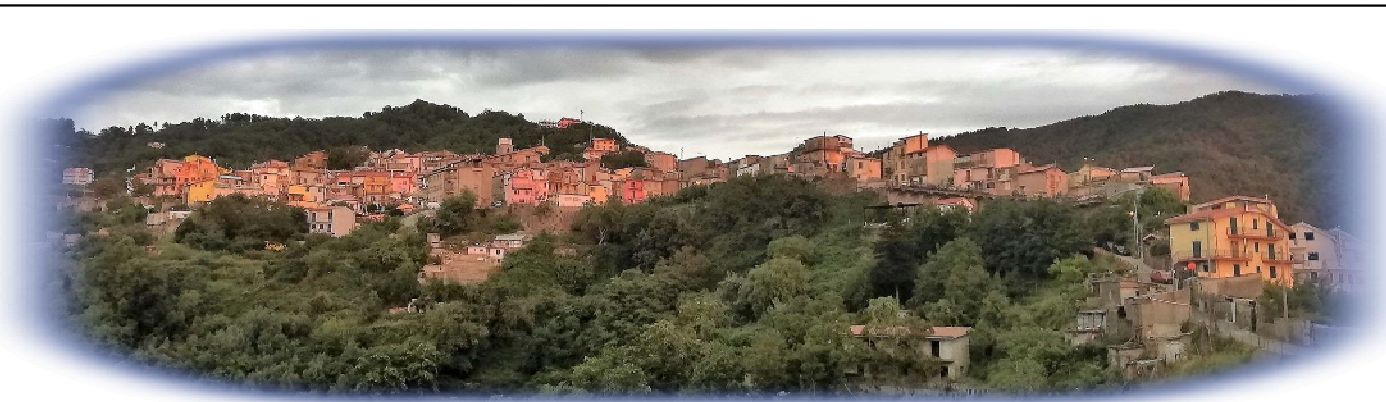


Comune di PENTONE (CZ)

## REGIONE CALABRIA

Decreto Dirigenziale N. 10166 del 17/08/2016 Dipartimento 6 Regione Calabria

Servizi tecnici di Architettura e Ingegneria per Redazione Progettazione Definitiva ed Esecutiva, Direzione dei Lavori, Coordinamento della Sicurezza in fase di Progettazione ed Esecuzione dei lavori di "Completamento della rete di collettamento del capoluogo e Loc. Soppolise e Realizzazione di un nuovo impianto di depurazione a fanghi attivi da 2.200 A.E. in loc. Valle dei Mulini del Comune di Pentone (CZ)  
- CIG: H33H18000000002



## PROGETTO DEFINITIVO

ELABORATO	TITOLO ELABORATO	SCALA	
ST.03	RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE PRELIMINARE		
FORMATO		DATA	
Rev.	Data	Descrizione modifiche	Approvato
00	12/2019	Prima emissione	

IL Capogruppo / Mandataria: Ing. Giovanni Albanese	IL Mandante Ing. Michelangelo Tarantino	IL RUP: Ing. Rodolfo Anacreonte
IL Mandante Arch. Raffaele Riccelli	IL Mandante Ing. Danilo Serratore	IL Sindaco: Prof. Vincenzo Marino

## INDICE

1. PREMESSE .....	1
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....	2
3. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO .....	3
3.1 Inquadramento territoriale .....	3
3.2 Descrizione geometrico-strutturale delle opere in progetto .....	4
3.3 Caratterizzazione del modello geotecnico del terreno .....	4
3.4 Classe d'uso della costruzione e vita utile di servizio .....	6
4. MODELLAZIONE STRUTTURALE DELLE OPERE IN PROGETTO .....	8
5. EFFETTI DISSIPATIVI DELLE STRUTTURE .....	9
5.1 Interazione terreno-struttura .....	10
6. MISURE DELLA SICUREZZA .....	11
6.1 Criteri di sicurezza .....	11
6.2 Valutazione della sicurezza .....	14
6.3 Verifiche di rigidezza (SLD) .....	16
6.4 Verifiche di resistenza .....	17
6.5 Verifiche di duttilità .....	18
7. CARICHI DI PROGETTO E COMBINAZIONI DI CARICO .....	19
7.1 Caratterizzazione delle azioni elementari .....	19
7.2 Combinazione delle azioni .....	20
7.3 Azioni agli stati limite ultimi .....	21
8. CARICHI DI PROGETTO .....	23
8.1 Azioni sulla struttura .....	23
8.2 Peso proprio della struttura .....	24
8.3 Spinta idrostatica .....	24
8.4 Parametri sismici .....	25
8.5 Verifiche di regolarità .....	26
8.6 Spettri di progetto per SLU ed SLD .....	27
9. METODI DI CALCOLO .....	30
10. COMBINAZIONI E COEFFICIENTI PARZIALI DI NORMATIVA .....	32
10.1 Eccentricità accidentali .....	32
11. MATERIALI IMPIEGATI .....	34
12. DICHIARAZIONI SECONDO NTC2018 (PUNTO 10.2) .....	37

## 1. PREMESSE

Nella presente relazione verranno esposte le metodologie di analisi e di verifica adottate per il calcolo strutturale e geotecnico delle opere in progetto.

La presente relazione viene redatta in conformità al *Capitolo 10* del *D.M. del 17 gennaio 2018* (in seguito N.T.C. 2018), costituendo la “*Relazione di calcolo strutturale*” preliminare del progetto in esame. Si premette che tutte le analisi e verifiche strutturali sono state svolte con l’ausilio di appositi codici di calcolo, per cui sarà necessario fare riferimento a quanto indicato nel §10.2 delle predette norme.

Nei successivi paragrafi, dopo una breve descrizione dell’opera di progetto, si riporterà la descrizione della tipologia di analisi svolta, il metodo adottato per la risoluzione del problema strutturale e le metodologie seguite per la verifica e per il progetto degli elementi strutturali. Saranno inoltre indicate le combinazioni di carico adottate.

A valle dell’esposizione dei risultati verranno riportate le informazioni generali riguardanti l’esame ed i controlli svolti sui risultati ed una valutazione complessiva dell’elaborazione dal punto di vista del corretto comportamento del modello, quindi, un giudizio motivato di accettabilità dei risultati. Si ricorda infatti che spetta al progettista il compito di sottoporre i risultati delle elaborazioni a controlli che ne comprovino l’attendibilità. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si valuterà la consistenza delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

Ai sensi del §10.2.2 delle N.T.C. 2018, infine, si ricorda che i tabulati di calcolo forniti dai programmi automatici, cui viene fatto riferimento in tale relazione, costituiscono un allegato della stessa, quindi, saranno riportati in un apposito elaborato allegato al presente progetto.

Maggiori dettagli sugli interventi sono riportati nei successivi paragrafi e negli elaborati grafici di progetto.

## 2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- D.M. Infrastrutture Trasporti del 17 gennaio 2018 (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8) “*Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni*”.
- Circ. n. 7 del C.S.LL.PP. del 21 gennaio 2019 (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 D.M. del 17 gennaio 2018;
- 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.
- 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*”.

### REFERENZE TECNICHE (Cap. 12 NTC 2018)

- UNI EN 1990:2006 13/04/2006 Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale.
- UNI EN 1991-1-1:2004 01/08/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici.
- UNI EN 1991-1-3:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve.
- UNI EN 1991-1-4:2005 01/07/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento.
- UNI EN 1992-1-1:2005 24/11/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1997-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali.
- UNI EN 1998-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
- UNI EN 1998-3:2005 01/08/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici.
- UNI EN 1998-5:2005 01/01/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

### 3. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Gli interventi di progetto consistono nella realizzazione di un nuovo impianto di depurazione, muri di sostegno, tre nuove stazioni di sollevamento e realizzazione nuovi collettori fognari.

Eccetto per il locale quadri e per i muri di sostegno, si tratta di opere la cui funzione è quella di “contenere” al proprio interno sia una fase liquida che una fase solida. Per tale motivo sono stati schematizzati come strutture scatolari con elementi portanti in setti in c.a.

Per maggiori approfondimenti si rimanda agli elaborati grafici ed alle relazioni tecniche nella futura fase di progettazione esecutiva.

#### 3.1 INQUADRAMENTO TERRITORIALE

Gli interventi di progetto cui si rivolge la presente, riguarda le tre nuove stazioni di sollevamento, i nuovi muri di sostegno ed il nuovo impianto di depurazione in località Valle dei Mulini presso il Comune di Pentone in Provincia di Catanzaro.

Il Comune di Pentone conta 2.012 abitanti ed ha una superficie di 12,38 km<sup>2</sup>, a cui corrisponde una densità abitativa pari a 162,52 ab/km<sup>2</sup>. L'altitudine media del comune è di 648m sopra il livello del mare.



Figura 1 - Estratto ortofoto Pentone centro ed ubicazione interventi

### 3.2 DESCRIZIONE GEOMETRICO-STRUTTURALE DELLE OPERE IN PROGETTO

Alcune delle opere da realizzare avranno la funzione di “contenere” al proprio interno sia una fase liquida che una fase solida. Per tale motivo sono stati schematizzati come strutture scatolari con strutture portanti in setti in c.a.

Si riportano di seguito le principali caratteristiche geometriche-strutturali delle opere da realizzare:

Manufatto	Spessore setti	Spessore platea
<i>Stazione di sollevamento S1</i>	<i>30 cm</i>	<i>30 cm</i>
<i>Stazione di sollevamento S2</i>	<i>30 cm</i>	<i>30 cm</i>
<i>Stazione di sollevamento S3</i>	<i>30 cm</i>	<i>30 cm</i>
<i>Comparto di pretrattamento</i>	<i>30 cm</i>	<i>30 cm</i>
<i>Trattamento biologico</i>	<i>30 cm</i>	<i>40 cm</i>
<i>Sedimentazione secondaria</i>	<i>30 cm</i>	<i>30 cm</i>
<i>Digestione aerobica</i>	<i>30 cm</i>	<i>30 cm</i>
<i>Ispessitore statico</i>	<i>30 cm</i>	<i>30 cm</i>
<i>Letti di essiccamento</i>	<i>30 cm</i>	<i>30 cm</i>
<i>Vasca di disinfezione</i>	<i>30 cm</i>	<i>30 cm</i>
<i>Pozzetto ricircolo dreni e schiume</i>	<i>30 cm</i>	<i>30 cm</i>
<i>Locale servizi</i>	<i>pilastrini 30x50cm</i>	<i>travi a T rovescia</i>

### 3.3 CARATTERIZZAZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO DEL TERRENO

Nel presente progetto definitivo, sono state adottate delle caratteristiche fisico-meccaniche del terreno di fondazione a partire da analisi cartografiche e visive, da indagini geognostiche, nonché da considerazioni di massima sullo stato dei luoghi.

La caratterizzazione finale del volume significativo di terreno che interagirà con le opere di progetto ha fatto riferimento alla *A.04-Relazione Geologica* redatta dal *Geol. Dott. Ezio Infelise*. L'esatta individuazione dei siti è riportata nei grafici di progetto. Di seguito si riportano le caratterizzazioni dei terreni al di sotto dei siti di intervento delle stazioni di sollevamento e

dell'impianto di depurazione, dove viene a caratterizzarsi in base ai livelli di profondità. Nelle tabelle di seguito saranno presenti i seguenti parametri:

- $\gamma$  [t/m<sup>3</sup>]                      peso specifico del terreno
- $\gamma_{\text{sat}}$  [t/m<sup>3</sup>]                      peso specifico saturo del terreno
- $\varphi$  [°]                                  angolo di resistenza
- E [kg/cm<sup>2</sup>]                              modulo di Young
- c' [kg/cm<sup>2</sup>]                              coesione efficace
- $Q_c$  [kg/cm<sup>2</sup>]                          resistenza alla punta
- $E_{\text{ed}}$  [kg/cm<sup>2</sup>]                          modulo edometrico
- E [kg/cm<sup>2</sup>]                              modulo di Young
- Dr [%]                                    densità relativa
- $K_0$  [-]                                    modulo di reazione

**- Prova Nr.1**

N.	Descr.	$\gamma_{\text{sat}}$ (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	$\varphi$ (°)	E (kg/cm <sup>2</sup> )	$Q_c$ (kg/ cm <sup>2</sup> )	$E_{\text{ed}}$ (kg/ cm <sup>2</sup> )	Dr (%)	$K_0$ (-)
1	Copertura detritica	1,9	1,6	28,97	78,72	13,12	106,62	27,98	1,34
2	Copertura detritica	2,5	2,19	33	532,64	75,82	448,94	58,49	6,64
3	Substrato roccioso	2,5	2,24	35	678,01	100,46	582,49	57,17	8,21

**- Prova Nr.2**

N.	Descr.	$\gamma_{\text{sat}}$ (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	$\varphi$ (°)	E (kg/cm <sup>2</sup> )	$Q_c$ (kg/ cm <sup>2</sup> )	$E_{\text{ed}}$ (kg/ cm <sup>2</sup> )	Dr (%)	$K_0$ (-)
1	Copertura detritica	1,9	1,61	29,02	81,00	13,50	108,61	27,32	1,39
2	Copertura detritica	1,97	1,94	32,28	292,98	35,20	228,78	34,88	3,62
3	Substrato roccioso	2,5	2,18	37,88	513,17	72,52	431,06	44,21	6,43

### 3.4 CLASSE D'USO DELLA COSTRUZIONE E VITA UTILE DI SERVIZIO

Con riferimento alla normativa vigente (vedi § 2), in presenza di azioni sismiche, in relazione alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

- Classe I: costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli;
- Classe II: costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- Classe III: costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- Classe IV: costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Nel caso in esame, vista la tipologia delle strutture in progetto, è possibile fare riferimento alla **classe d'uso III** per i nuovi manufatti relativi al depuratore, ed alla **classe d'uso II** per stazioni di sollevamento.

Le azioni sismiche sulle costruzioni sono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale di progetto  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ :

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad [2.4.1]$$

La vita nominale di progetto  $V_N$  di un'opera è convenzionalmente definita come *il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.*

I valori minimi di  $V_N$  da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab.2.4.I. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

**Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per i diversi tipi di costruzioni**

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella seguente tabella:

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

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

Se  $V_R \leq 35$  anni si pone comunque  $V_R = 35$  anni.

Seguendo quanto descritto dalla normativa, per le opere in progetto si considera:

$$\begin{array}{l|l} V_N = 50 \text{ anni} \\ C_U = 1,00 \end{array} \quad \left| \quad V_R = 50 \times 1,0 = 50$$

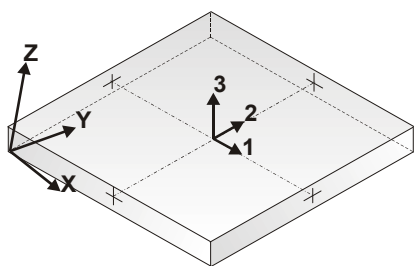
$$\begin{array}{l|l} V_N = 50 \text{ anni} \\ C_U = 1,50 \end{array} \quad \left| \quad V_R = 50 \times 1,50 = 75$$

#### 4. MODELLAZIONE STRUTTURALE DELLE OPERE IN PROGETTO

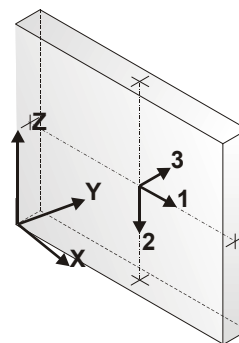
La struttura e il suo comportamento sotto le azioni statiche e dinamiche è stata adeguatamente valutata, interpretata e trasferita nel modello di calcolo.

Le opere da realizzare, avendo la funzione di “contenere” al proprio interno sia una fase liquida che una fase solida, sono state schematizzate come *strutture scatolari* con strutture portanti in setti in c.a., salvo per il locale quadri ed i muri di sostegno considerati come una struttura semplice.

La struttura è stata modellata mediante elementi bidimensionali, a tre o quattro nodi denominati in generale shell. Ogni elemento shell è individuato dai nodi I, J, K, L (L=I per gli elementi a tre nodi). Ogni elemento è caratterizzato da un insieme di proprietà riportate in tabella che ne completano la modellazione.



*orientamento elementi 3D non verticali*



*orientamento elementi 3D verticali*

Il comportamento del terreno è sostanzialmente rappresentato per il tramite una schematizzazione lineare alla Winkler, principalmente caratterizzabile attraverso una opportuna costante di sottofondo, che può essere anche variata nella superficie di contatto fra struttura e terreno e quindi essere in grado di descrivere anche situazioni più complesse.

Le analisi sono state condotte adottando un modello di calcolo agli elementi finiti, secondo un'analisi sismica di tipo pseudostatica, conforme al D.M. 17.01.2018.

## 5. EFFETTI DISSIPATIVI DELLE STRUTTURE

Secondo le NTC 2018 le costruzioni soggette all'azione sismica, non dotate di appositi dispositivi dissipativi, devono essere progettate in accordo con i seguenti comportamenti strutturali:

a) *comportamento strutturale non-dissipativo.*

Nel comportamento strutturale non dissipativo, cui ci si riferisce quando si progetta per gli stati limite di esercizio, gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati, indipendentemente dalla tipologia strutturale adottata, senza tener conto delle non linearità di comportamento (di materiale e geometriche) se non rilevanti.

b) *comportamento strutturale dissipativo.*

Nel comportamento strutturale dissipativo, cui ci si riferisce quando si progetta per gli stati limite ultimi, gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati, in funzione della tipologia strutturale adottata, tenendo conto delle non linearità di comportamento (di materiale sempre, geometriche quando rilevanti e comunque sempre quando precisato).

Gli elementi strutturali delle fondazioni, devono presentare comportamento non dissipativo, indipendentemente dal comportamento strutturale attribuito alla struttura su di esse gravante.

Nel caso la struttura abbia comportamento strutturale dissipativo, si distinguono due livelli di Capacità Dissipativa o Classi di Duttilità (CD):

- Classe di duttilità alta (CD" A");
- Classe di duttilità bassa (CD" B").

La differenza tra le due classi risiede nella 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 imprevisti, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze. Si localizzano dunque le dissipazioni di energia per isteresi in zone a tal fine individuate e progettate, dette "dissipative" o "critiche", effettuando il dimensionamento degli elementi non dissipativi nel rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze; l'individuazione delle zone dissipative deve essere congruente con lo schema strutturale adottato.

Poiché il comportamento sismico della struttura è largamente dipendente dal comportamento delle sue zone critiche, esse debbono formarsi ove previsto e mantenere, in presenza di azioni cicliche, la capacità di trasmettere le necessarie sollecitazioni e di dissipare energia. Tali fini

possono ritenersi conseguiti qualora le parti non dissipative ed i collegamenti delle parti dissipative al resto della struttura possiedano, nei confronti delle zone dissipative, una sovrarresistenza sufficiente a consentire lo sviluppo in esse della plasticizzazione ciclica.

## 5.1 INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA

Per l'interazione tra la struttura di fondazione superficiale e il terreno di fondazione è stato adottato il modello lineare di Winkler. In tale condizione si è ipotizzato che la fondazione poggi su un letto di molle mutuamente indipendenti a comportamento elastico lineare, avente costante di elasticità  $k$ . Le molle agiranno esclusivamente lungo l'asse normale al piano di posa della fondazione (generalmente orizzontale), per cui, in conformità con il modello strutturale adottato, per scongiurare eventuali labilità, i nodi della struttura di fondazione devono presentare due vincoli a traslazione, lungo le direzioni giacenti sul piano parallelo a quello di fondazione, e uno a rotazione, intorno all'asse perpendicolare al piano di posa.

Il succitato parametro  $k$ , definito *costante di Winkler* (o *costante di sottofondo*), dunque, dal punto di vista fisico, rappresenta il rapporto tra il carico applicato e il relativo cedimento del terreno prodottosi per effetto di tale carico.

Ricordando che, in un terreno di fondazione, i cedimenti dipendono, oltre che dalle proprietà del terreno, anche dalla forma e dalle dimensioni della fondazione e dalla costituzione del sottosuolo, la stima della costante di sottofondo non risulta immediata.

Nel caso in esame, per la determinazione della costante di Winkler, si assumerà pari ad un valore all'interno di questi range:

- $k_{w,vert} = 0,5 \div 1,0 \text{ kg/cm}^3$
- $k_{w,orizz} = 0,25 \div 0,50 \text{ kg/cm}^3$

## 6. MISURE DELLA SICUREZZA

### 6.1 CRITERI DI SICUREZZA

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale di progetto, di cui al § 2.4. Si definisce stato limite una condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze elencate nelle presenti norme.

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

Gli **Stati limite di esercizio (SLE)** comprendono:

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

Gli **Stati limite ultimi (SLU)** comprendono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

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

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

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

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di  $P_{VR}$  forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

Per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$  si ricava il periodo di ritorno  $T_R$  del sisma utilizzando la relazione:

$$T_R = - V_R / \ln (1- P_{VR}) = - C_U V_N / \ln (1- P_{VR}) \quad [3.2.0]$$

In particolare, secondo quanto stabilito nei capitoli specifici, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone oppure comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera;
- sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio; - sicurezza antincendio: capacità di garantire le prestazioni strutturali previste in caso d'incendio, per un periodo richiesto;
- durabilità: capacità della costruzione di mantenere, nell'arco della vita nominale di progetto, i livelli prestazionali per i quali è stata progettata, tenuto conto delle caratteristiche ambientali in cui si trova e del livello previsto di manutenzione;
- robustezza: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità di possibili cause innescanti eccezionali quali esplosioni e urti.

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

I **principali Stati Limite Ultimi** sono elencati nel seguito:

- i. perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte, considerati come corpi rigidi;
- ii. spostamenti o deformazioni eccessive;

- iii. raggiungimento della massima capacità di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
- iv. raggiungimento della massima capacità della struttura nel suo insieme;
- v. raggiungimento di una condizione di cinematismo irreversibile;
- vi. raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni;
- vii. rottura di membrature e collegamenti per fatica;
- viii. rottura di membrature e collegamenti per altri effetti dipendenti dal tempo;
- ix. instabilità di parti della struttura o del suo insieme.

Altri stati limite ultimi sono considerati in relazione alle specificità delle singole opere; in presenza di azioni sismiche, gli Stati Limite Ultimi comprendono gli Stati Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e gli Stati Limite di prevenzione del Collasso (SLC), come precisato nel § 3.2.1 delle N.T.C.

I **principali Stati Limite di Esercizio** sono elencati nel seguito:

- i. danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
- ii. spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
- iii. spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;
- iv. vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione;
- v. danni per fatica che possano compromettere la durabilità;
- vi. corrosione e/o degrado dei materiali in funzione del tempo e dell'ambiente di esposizione che possano compromettere la durabilità.

Altri stati limite sono considerati in relazione alle specificità delle singole opere; in presenza di azioni sismiche, gli Stati Limite di Esercizio comprendono gli Stati Limite di Operatività (SLO) e gli Stati Limite di Danno (SLD), come precisato nel § 3.2.1. delle N.T.C. 2018.

Le verifiche delle opere strutturali devono essere contenute nei documenti di progetto, con riferimento alle prescritte caratteristiche meccaniche dei materiali e alla caratterizzazione geotecnica del terreno, dedotta – ove specificato dalle presenti norme – in base a specifiche indagini. Laddove necessario, la struttura deve essere verificata nelle fasi intermedie, tenuto conto del processo costruttivo previsto; le verifiche per queste situazioni transitorie sono generalmente condotte nei confronti dei soli stati limite ultimi. Per le opere per le quali nel

corso dei lavori si manifestino situazioni significativamente difformi da quelle di progetto occorre effettuare le relative necessarie verifiche.

## 6.2 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Nel metodo agli stati limite, la sicurezza strutturale nei confronti degli stati limite ultimi deve essere verificata confrontando la *capacità di progetto*  $R_d$ , in termini di resistenza, duttilità e/o spostamento della struttura o della membratura strutturale, funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali che la compongono ( $X_d$ ) e dei valori nominali delle grandezze geometriche interessate ( $a_d$ ), con il corrispondente *valore di progetto della domanda*  $E_d$ , funzione dei valori di progetto delle azioni ( $F_d$ ) e dei valori nominali delle grandezze geometriche della struttura interessate.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) è espressa dall'equazione formale:

$$R_d \geq E_d \quad [2.2.1]$$

Il valore di progetto della resistenza di un dato materiale  $X_d$  è, a sua volta, funzione del valore caratteristico della resistenza, definito come frattile 5% della distribuzione statistica della grandezza, attraverso l'espressione:

$$X_d = X_k / \gamma_M$$

essendo  $\gamma_M$  il fattore parziale associato alla resistenza del materiale. Il valore di progetto di ciascuna delle azioni agenti sulla struttura  $F_d$  è ottenuto dal suo valore caratteristico  $F_k$ , inteso come frattile 95% della distribuzione statistica o come valore caratterizzato da un assegnato periodo di ritorno, attraverso l'espressione:

$$F_d = \gamma_F \cdot F_k$$

essendo  $\gamma_F$  il fattore parziale relativo alle azioni. Nel caso di concomitanza di più azioni variabili di origine diversa si definisce un valore di combinazione  $\psi_0 \cdot F_k$ , ove  $\psi_0 \leq 1$  è un opportuno coefficiente di combinazione, che tiene conto della ridotta probabilità che più azioni di diversa origine si realizzino simultaneamente con il loro valore caratteristico.

Per grandezze caratterizzate da distribuzioni con coefficienti di variazione minori di 0.10, oppure per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, si possono considerare i valori nominali, coincidenti con i valori medi. I valori caratteristici dei parametri fisico-meccanici dei materiali sono definiti nel Cap. 11 delle NTC 2018. Per la sicurezza delle

opere e dei sistemi geotecnici, i valori caratteristici dei parametri fisico-meccanici dei terreni sono definiti nel § 6.2.2. delle NTC 2018.

La capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (SLE) deve essere verificata confrontando il *valore limite di progetto associato a ciascun aspetto di funzionalità esaminato* ( $C_d$ ), con il corrispondente *valore di progetto dell'effetto delle azioni* ( $E_d$ ), attraverso la seguente espressione formale:

$$C_d \geq E_d \quad [2.2.2]$$

La verifica nei confronti dei vari stati limite si effettua confrontando capacità e domanda; in mancanza di specifiche indicazioni in merito, la verifica si considera svolta positivamente quando sono soddisfatti i requisiti di rigidezza, resistenza e duttilità, per gli elementi strutturali, e di stabilità e funzionalità, per gli elementi non strutturali e gli impianti, secondo quanto indicato al §7.3.6.

Per tutti gli stati limite, le strutture di fondazione devono resistere agli effetti risultanti dalla risposta del terreno e delle strutture sovrastanti, senza spostamenti permanenti incompatibili con lo stato limite di riferimento. Al riguardo, deve essere valutata la risposta sismica e la stabilità del sito, secondo quanto indicato nel § 7.11.5.

A tal proposito, si ricorda che s'intende per:

- capacità di un elemento strutturale o di una struttura: l'insieme delle caratteristiche di rigidezza, resistenza e duttilità da essi manifestate, quando soggetti ad un prefissato insieme di azioni;
- domanda su un elemento strutturale o su una struttura: l'insieme delle caratteristiche di rigidezza, resistenza e duttilità ad essi richieste da un prefissato insieme di azioni.

Per tutti gli elementi strutturali primari e secondari, gli elementi non strutturali e gli impianti si deve verificare che il valore di ciascuna domanda di progetto, definito dalla tabella 7.3.III per ciascuno degli stati limite richiesti, sia inferiore al corrispondente valore della capacità di progetto.

Le verifiche degli elementi strutturali primari (ST) si eseguono, come sintetizzato nella tabella 7.3.III, in dipendenza della Classe d'Uso (CU):

- nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, in termini di rigidezza (RIG) e di resistenza (RES), senza applicare le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità;

– nel caso di comportamento strutturale dissipativo, in termini di rigidità (RIG), di resistenza (RES) e di duttilità (DUT) (quando richiesto), applicando le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità.

Le verifiche degli elementi strutturali secondari si effettuano solo in termini di duttilità. Le verifiche degli elementi non strutturali (NS) e degli impianti (IM) si effettuano in termini di funzionamento (FUN) e stabilità (STA), come sintetizzato nella tabella 7.3.III, in dipendenza della Classe d’Uso (CU).

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM <sup>(*)</sup>
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT <sup>(**)</sup>			DUT <sup>(**)</sup>		

<sup>(\*)</sup> Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.

<sup>(\*\*)</sup> Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

Le verifiche allo stato limite di prevenzione del collasso (SLC), a meno di specifiche indicazioni, si svolgono soltanto in termini di duttilità e solo qualora le verifiche in duttilità siano espressamente richieste (v.§7.3.6.1).

### 6.3 VERIFICHE DI RIGIDEZZA (SLD)

La condizione in termini di rigidità sulla struttura si ritiene soddisfatta qualora la conseguente deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti di interpiano eccessivi, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall’analisi in presenza dell’azione sismica di progetto corrispondente allo SL e alla CU considerati siano inferiori ai limiti indicati nel seguito.

Per le CU I e II ci si riferisce allo SLD (v. Tab. 7.3.III) e deve essere:

a) per tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$qd_i \leq 0,0050 \cdot h \quad \text{per tamponature fragili} \quad [7.3.11a]$$

$$qd_i \leq 0,0075 \cdot h \quad \text{per tamponature duttili} \quad [7.3.11b]$$

b) per tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d’interpiano  $d_{ip}$ , per effetto della loro deformabilità intrinseca oppure dei collegamenti alla struttura:

$$qd_i \leq d_{ip} \leq 0,0100 \cdot h \quad [7.3.12]$$

- c) per costruzioni con struttura portante di muratura ordinaria  
 $q_{d_r} \leq 0,0020 \cdot h$  [7.3.13]
- d) per costruzioni con struttura portante di muratura armata  
 $q_{d_r} \leq 0,0030 \cdot h$  [7.3.14]
- e) per costruzioni con struttura portante di muratura confinata  
 $q_{d_r} < 0,0025 \cdot h$  [7.3.15]

dove:

- $d_r$  è lo spostamento di interpiano, cioè la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore, calcolati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3 o, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4, sul modello di calcolo non comprensivo delle tamponature;
- $h$  è l'altezza del piano.

Per le CU III e IV ci si riferisce allo SLO (v. Tab. 7.3.III) e gli spostamenti d'interpiano devono essere inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.

In caso di coesistenza di diversi tipi di tamponamento o struttura portante nel medesimo piano della costruzione, deve essere assunto il limite di spostamento più restrittivo. Qualora gli spostamenti di interpiano siano superiori a 0,005 h (caso b), le verifiche della capacità di spostamento degli elementi non strutturali vanno estese a tutte le tamponature, alle tramezzature interne ed agli impianti.

#### 6.4 VERIFICHE DI RESISTENZA

Si deve verificare che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una capacità in resistenza sufficiente a soddisfare la domanda allo SLV. La capacità in resistenza delle membrature e dei collegamenti è valutata in accordo con le regole contenute nei capitoli precedenti, integrate dalle regole di progettazione definite di volta in volta nei successivi paragrafi. Per le strutture a comportamento dissipativo, la capacità delle membrature è calcolata con riferimento al loro comportamento ultimo. Per le strutture a comportamento non dissipativo, la capacità delle membrature è calcolata con riferimento al loro comportamento elastico o sostanzialmente elastico.

La resistenza dei materiali può essere ridotta per tener conto del degrado per deformazioni cicliche, giustificandolo sulla base di apposite prove sperimentali. In tal caso, ai coefficienti parziali di sicurezza sui materiali  $\gamma_M$  si attribuiscono i valori precisati nel Cap. 4 per le situazioni

eccezionali. Nel caso in esame la verifica di resistenza sarà stata condotta con riferimento allo SLV.

## 6.5 VERIFICHE DI DUTTILITÀ

Si deve verificare che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una capacità in duttilità:

- nel caso di analisi lineare, coerente con il fattore di comportamento  $q$  adottato e i relativi spostamenti, quali definiti in 7.3.3.3;
- nel caso di analisi non lineare, sufficiente a soddisfare la domanda in duttilità evidenziata dall'analisi.

Nel caso di analisi lineare la verifica di duttilità si può ritenere soddisfatta, rispettando per tutti gli elementi strutturali, sia primari sia secondari, le regole specifiche per i dettagli costruttivi per le diverse tipologie costruttive; tali regole sono da considerarsi aggiuntive rispetto a quanto previsto nel Cap. 4 delle N.T.C. 2018 e a quanto imposto dalle regole della progettazione in capacità, il cui rispetto è comunque obbligatorio per gli elementi strutturali primari delle strutture a comportamento dissipativo.

Per strutture a comportamento dissipativo, qualora non siano rispettate le regole specifiche dei dettagli costruttivi, occorrerà procedere a verifiche di duttilità.

Per le sezioni allo spiccato dalle fondazioni o dalla struttura scatolare rigida di base di cui al § 7.2.1 degli elementi strutturali verticali primari la verifica di duttilità, indipendentemente dai particolari costruttivi adottati, è necessaria qualora non diversamente specificato nei paragrafi relativi alle diverse tipologie costruttive, accertando che la capacità in duttilità della costruzione sia almeno pari:

- a 1,2 volte la domanda in duttilità locale, valutata in corrispondenza dello SLV, nel caso si utilizzino modelli lineari,
- alla domanda in duttilità locale e globale allo SLC, nel caso si utilizzino modelli non lineari.

Le verifiche di duttilità non sono dovute nel caso di progettazione con  $q \leq 1,5$ .

## 7. CARICHI DI PROGETTO E COMBINAZIONI DI CARICO

Nel presente capitolo vengono definite le azioni di progetto utilizzate, oltre l'azione sismica, per il dimensionamento e per le verifiche.

Le azioni sono state schematizzate applicando i carichi previsti dalla norma. I carichi gravitazionali, in particolare, derivanti dalle azioni permanenti o variabili, sono applicati in direzione verticale (ovvero – Z nel sistema globale di riferimento del modello). Le azioni sismiche, statiche o dinamiche, derivano dall'eccitazione delle masse assegnate alla struttura in proporzione ai carichi, come da normativa.

I carichi sono suddivisi in più condizioni elementari, in modo da poter generare le combinazioni necessarie.

### 7.1 CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI

Il valore di progetto di ciascuna delle azioni agenti sulla struttura  $F_d$  è ottenuto dal suo valore caratteristico  $F_k$ , come indicato nel § 2.3.

In accordo con le definizioni del § 2.3, il valore caratteristico  $G_k$  di azioni permanenti caratterizzate da distribuzioni con coefficienti di variazione minori di 0,10 si può assumere coincidente con il valore medio.

Nel caso di azioni variabili caratterizzate da distribuzioni dei valori estremi dipendenti dal tempo, si assume come valore caratteristico quello caratterizzato da un assegnato periodo di ritorno. Per le azioni ambientali (neve, vento, temperatura) il periodo di ritorno è posto uguale a 50 anni, corrispondente ad una probabilità di eccedenza del 2% su base annua; per le azioni da traffico sui ponti stradali il periodo di ritorno è convenzionalmente assunto pari a 1000 anni. Nella definizione delle combinazioni delle azioni, i termini  $Q_{kj}$  rappresentano le azioni variabili di diversa natura che possono agire contemporaneamente:  $Q_{k1}$  rappresenta l'azione variabile di base e  $Q_{k2}$ ,  $Q_{k3}$ , ... le azioni variabili d'accompagnamento, che possono agire contemporaneamente a quella di base.

Con riferimento alla durata relativa ai livelli di intensità di un'azione variabile, si definiscono:

- valore quasi permanente  $\psi_{2j} \cdot Q_{kj}$ : il valore istantaneo superato oltre il 50% del tempo nel periodo di riferimento. Indicativamente, esso può assumersi uguale alla media della distribuzione temporale dell'intensità;

- valore frequente  $\psi_{1j} \cdot Q_{kj}$ : il valore superato per un periodo totale di tempo che rappresenti una piccola frazione del periodo di riferimento. Indicativamente, esso può assumersi uguale al frattile 95% della distribuzione temporale dell'intensità;
- valore di combinazione  $\psi_{0j} \cdot Q_{kj}$ : il valore tale che la probabilità di superamento degli effetti causati dalla concomitanza con altre azioni sia circa la stessa di quella associata al valore caratteristico di una singola azione.

Nel caso in cui la caratterizzazione probabilistica dell'azione considerata non sia disponibile, ad essa può essere attribuito il valore nominale. Nel seguito sono indicati con pedice k i valori caratteristici; senza pedice k i valori nominali.

La Tab. 2.5.I riporta i coefficienti di combinazione da adottarsi per gli edifici civili e industriali di tipo corrente.

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

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

## 7.2 COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:  

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

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.4]

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:  
 $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$  [2.5.5]

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:  
 $G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$  [2.5.6]

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omissi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ .

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.). Nelle formule sopra riportate il simbolo “+” vuol dire “combinato con”.

I valori dei coefficienti  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$  sono dati nella Tab.2.5.I oppure nella Tab.5.1.VI per i ponti stradali e nella Tab.5.2.VII per i ponti ferroviari. I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qi}$  sono dati nel § 2.6.1.

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

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

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

dove:

- $\gamma_{G1}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti  $G_1$ ;
- $\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali  $G_2$ ;
- $\gamma_{Qi}$  coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

### 7.3 AZIONI AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: STR
- lo stato limite di resistenza del terreno: GEO

Fatte salve tutte le prescrizioni fornite nei capitoli successivi delle presenti norme, la Tab.2.6.I riporta i valori dei coefficienti parziali  $\gamma_F$  da assumersi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna EQU della Tabella 2.6.I.

Per la progettazione di componenti strutturali che non coinvolgano azioni di tipo geotecnico, le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) si eseguono adottando i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A1 della Tabella 2.6.I.

Per la progettazione di elementi strutturali che coinvolgano azioni di tipo geotecnico (plinti, platee, pali, muri di sostegno, ...) le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si eseguono adottando due possibili approcci progettuali, fra loro alternativi.

Nelle verifiche possono essere adottati in alternativa due diversi approcci progettuali:

- Nell'Approccio 1, le verifiche si conducono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni ( $\gamma_F$ ), per la resistenza dei materiali ( $\gamma_M$ ) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema ( $\gamma_R$ ). Nella Combinazione 1 dell'Approccio 1, per le azioni si impiegano i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A1 della Tabella 2.6.I. Nella Combinazione 2 dell'Approccio 1, si impiegano invece i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A2. In tutti i casi, sia nei confronti del dimensionamento strutturale, sia per quello geotecnico, si deve utilizzare la combinazione più gravosa fra le due precedenti.
- Nell'Approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni ( $\gamma_F$ ), per la resistenza dei materiali ( $\gamma_M$ ) e, eventualmente, per la resistenza globale ( $\gamma_R$ ). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A1.

## 8. CARICHI DI PROGETTO

Nel presente capitolo vengono riassunte le azioni di progetto utilizzate per il dimensionamento e per le verifiche.

Per ulteriori approfondimenti al riguardo si rimanda alle relazioni di calcolo delle strutture nel progetto esecutivo.

Le azioni sono state schematizzate applicando i carichi previsti dalla norma. I carichi gravitazionali, in particolare, derivanti dalle azioni permanenti o variabili, sono applicati in direzione verticale (ovvero – Z nel sistema globale di riferimento del modello). I carichi sono suddivisi in più condizioni elementari, in modo da poter generare le combinazioni necessarie.

### 8.1 AZIONI SULLA STRUTTURA

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. I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 2018.

I carichi agenti sugli elementi strutturali orizzontali (solai, solette, platee) 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.

## 8.2 PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA

Il peso proprio della struttura viene calcolato automaticamente in funzione dei pesi specifici di ogni singolo materiale utilizzato e delle dimensioni delle sezioni.

I valori dei pesi specifici utilizzati sono in accordo con la tabella 3.1.I del DM 17/01/2018.

Tab. 3.1.I - Pesi dell'unità di volume dei principali materiali

MATERIALI	PESO UNITÀ DI VOLUME [kN/m³]
<b>Calcestruzzi cementizi e malte</b>	
Calcestruzzo ordinario	24,0
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25,0
Calcestruzzi "leggeri": da determinarsi caso per caso	14,0 + 20,0
Calcestruzzi "pesanti": da determinarsi caso per caso	28,0 + 50,0
Malta di calce	18,0
Malta di cemento	21,0
Calce in polvere	10,0
Cemento in polvere	14,0
Sabbia	17,0
<b>Metalli e leghe</b>	
Acciaio	78,5
Ghisa	72,5
Alluminio	27,0
<b>Materiale lapideo</b>	
Tufo vulcanico	17,0
Calcere compatto	26,0
Calcere tenero	22,0
Gesso	13,0
Granito	27,0
Laterizio (pieno)	18,0
<b>Legnami</b>	
Conifere e pioppo	4,0 + 6,0
Latifoglie (escluso pioppo)	6,0 + 8,0
<b>Sostanze varie</b>	
Acqua dolce (chiara)	9,81
Acqua di mare (chiara)	10,1
Carta	10,0
Vetro	25,0

## 8.3 SPINTA IDROSTATICA

Il calcolo della spinta idrostatica, in condizioni statiche, viene effettuato con:

$$E_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H^2$$

in cui:

$\gamma_w$ : peso unità di volume del liquido;

H: altezza della colonna di acqua.

Per quanto riguarda la sovraspinta idrostatica in regime sismico, essa viene supposta costante lungo l'altezza ed è calcolata secondo la formulazione:

$$\Delta\sigma_w = \gamma_w \cdot S_T \cdot S_S \cdot a_g/g;$$

in cui:

$S_T$  = coefficiente di amplificazione topografico;

$S_S$  = coefficiente di amplificazione stratigrafico;

$a_g/g$  = coefficiente di accelerazione al suolo.

#### 8.4 PARAMETRI SISMICI

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al §3.2 del D.M. 2018 “NTC 2018”.

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 espresse in gradi decimali WGS84 (i muri di sostegno saranno presso l'area impianto e la strada di accesso all'impianto):

<b>Struttura</b>	<b>Latitudine</b>	<b>Longitudine</b>
Impianto di depurazione	38.983352	16.587313
Stazione di sollevamento S1	38.984532	16.583224
Stazione di sollevamento S2	38.985051	16.584165
Stazione di sollevamento S3	38.986297	16.585690

## 8.5 VERIFICHE DI REGOLARITÀ

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. 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 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	SI
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	SI
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 futuri “*Tabulati di calcolo*” del progetto esecutivo.

Le strutture sono pertanto regolari sia in pianta che in altezza.

## 8.6 SPETTRI DI PROGETTO PER SLU ED SLD

Le nuove strutture del depuratore sono state progettate per una **Vita Nominale** pari a **50 anni** e per una **Classe d’Uso 3**, mentre per le stazioni di sollevamento **Classe d’Uso 2**.

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	Tr	ag/g	Amplificazione stratigrafica		FO	T*c	TB	TC	TD
			SS	CC					
						[s]	[s]	[s]	[s]
SLO	30	0.66	1.200	1.419	2.32	0.28	0.132	0.397	1.866
SLD	50	0.89	1.200	1.397	2.28	0.30	0.141	0.422	1.954
SLV	475	2.56	1.152	1.342	2.43	0.37	0.166	0.497	2.623
SLC	975	3.41	1.064	1.328	2.47	0.39	0.173	0.518	2.965

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 la categoria topografica di pertinenza è la T2 ovvero “Pendii con inclinazione media  $i > 15^\circ$ ”, per cui i valori dello spettro medio sono amplificati di 1,2 (Coefficiente di Amplificazione Topografica  $S_T$ ).

Tali succitate caratteristiche sono riportate nei futuri allegati “*Tabulati di calcolo*” del progetto esecutivo.

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:	<b>1.00;</b>
Fattore di Comportamento ( $q_y$ ) per sisma orizzontale in direzione Y:	<b>1.00;</b>
Fattore di Comportamento ( $q_z$ ) per sisma verticale:	<b>1.00</b> (se richiesto).

**Stato Limite di salvaguardia della Vita**

Fattore di Comportamento ( $q_x$ ) per sisma orizzontale in direzione X:	<b>1.50 ;</b>
Fattore di Comportamento ( $q_y$ ) per sisma orizzontale in direzione Y:	<b>1.50 ;</b>
Fattore di Comportamento ( $q_z$ ) per sisma verticale:	<b>1.50</b> (se richiesto).

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

	<b>Dir. X</b>	<b>Dir. Y</b>
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>3.150</b>	<b>3.150</b>
$k_R$	-	-

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.

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

## 9. METODI DI CALCOLO

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo sopraindicato si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z). La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi:

$$\mathbf{K} * \mathbf{u} = \mathbf{F} \quad \text{dove} \quad \mathbf{K} = \text{matrice di rigidezza}$$

$\mathbf{u}$  = vettore spostamenti nodali

$\mathbf{F}$  = vettore forze nodali

Dagli spostamenti ottenuti con la risoluzione del sistema vengono quindi dedotte le sollecitazioni e/o le tensioni di ogni elemento, riferite generalmente ad una terna locale all'elemento stesso.

Il sistema di riferimento utilizzato è costituito da una terna cartesiana destrorsa XYZ. Si assume l'asse Z verticale ed orientato verso l'alto.

Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

- Elemento tipo **TRUSS** (biella-D2)
- Elemento tipo **BEAM** (trave-D2)
- Elemento tipo **MEMBRANE** (membrana-D3)
- Elemento tipo **PLATE** (piastra-guscio-D3)
- Elemento tipo **BOUNDARY** (molla)
- Elemento tipo **STIFFNESS** (matrice di rigidezza)
- Elemento tipo **BRICK** (elemento solido)
- Elemento tipo **SOLAIO** (macro elemento composto da più membrane)

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

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.

## 10. COMBINAZIONI E COEFFICIENTI PARZIALI DI NORMATIVA

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:

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

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.

### 10.1 ECCENTRICITÀ ACCIDENTALI

Per valutare le eccentricità accidentali, previste in aggiunta all'eccentricità effettiva sono state considerate condizioni di carico aggiuntive ottenute applicando l'azione sismica nelle posizioni del centro di massa di ogni piano ottenute traslando gli stessi, in ogni direzione

considerata, di una distanza pari a +/- 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica. Si noti che la distanza precedente, nel caso di distribuzione degli elementi non strutturali fortemente irregolare in pianta, viene raddoppiata ai sensi del § 7.2.3 del D.M. 2018.

## 11. MATERIALI IMPIEGATI

Ai fini della valutazione del comportamento e della resistenza delle strutture in calcestruzzo, questo viene titolato ed identificato mediante la classe di resistenza contraddistinta dai valori caratteristici delle resistenze cilindrica e cubica a compressione uniassiale, misurate rispettivamente su provini cilindrici (o prismatici) e cubici, espressa in MPa (§ 11.2).

Per le classi di resistenza normalizzate per calcestruzzo normale si può fare utile riferimento a quanto indicato nelle norme UNI EN 206 e nella UNI 11104.

Sulla base della denominazione normalizzata vengono definite le classi di resistenza della Tab. 4.1.I.

**Tab. 4.1.I – Classi di resistenza**

Classe di resistenza
C8/10
C12/15
C16/20
C20/25
C25/30
C30/37
C35/45
C40/50
C45/55
C50/60
C55/67
C60/75
C70/85
C80/95
C90/105

Per le strutture in cemento armato soggette ad azioni sismiche, ai sensi del §7.4.2.1 delle N.T.C. 2018, non è ammesso l'uso di conglomerati di classe inferiore a C20/25 (v. § 4.1) o LC20/22. Per le strutture si deve utilizzare acciaio B450C (v. § 11.3.2.1).

La prescrizione del calcestruzzo all'atto del progetto deve essere caratterizzata almeno mediante la classe di resistenza, la classe di consistenza al getto ed il diametro massimo dell'aggregato, nonché la classe di esposizione ambientale, di cui alla norma UNI EN 206:2016.

La classe di resistenza è contraddistinta dai valori caratteristici delle resistenze cubica  $R_{ck}$  e cilindrica  $f_{ck}$  a compressione uniassiale, misurate rispettivamente su cubi di spigolo 150 mm e su cilindri di diametro 150 mm e di altezza 300 mm.

Inoltre, si dovranno dare indicazioni in merito ai processi di maturazione ed alle procedure di posa in opera, facendo utile riferimento alla norma UNI EN 13670, alle Linee Guida per la

messa in opera del calcestruzzo strutturale ed alle Linee Guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera elaborate e pubblicate dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

La resistenza caratteristica a compressione è definita come la resistenza per la quale si ha il 5% di probabilità di trovare valori inferiori. Nelle presenti norme la resistenza caratteristica designa quella dedotta da prove su provini come sopra descritti, confezionati e stagionati come specificato al § 11.2.4, eseguite a 28 giorni di maturazione. Potranno essere indicati altri tempi di maturazione a cui riferire le misure di resistenza ed il corrispondente valore caratteristico. Inoltre, si dovrà tener conto degli effetti prodotti da eventuali processi accelerati di maturazione.

Il conglomerato per il getto delle strutture di un'opera o di parte di essa si considera omogeneo ai fini del controllo (secondo le prestazioni), se possiede le medesime caratteristiche prestazionali (classe di resistenza e classe di esposizione).

Nel caso in esame, sono stati adottati i seguenti materiali strutturali:

Calcestruzzo armato

$\gamma_k$	$\alpha_{T,i}$	E	$C_{Erid}$	$R_{ck}$	$f_{ck}$
N/m <sup>3</sup>	1/°C	N/mm <sup>2</sup>	%	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
25.000	0,000010	33.115	60	37,00	30,71

dove:

- $\gamma_k$  Peso specifico.
- $\alpha_{T,i}$  Coefficiente di dilatazione termica.
- E Modulo elastico normale.
- $C_{Erid}$  Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [ $E_{sisma} = E \cdot C_{Erid}$ ].
- $R_{ck}$  Resistenza caratteristica cubica.
- $f_{ck}$  Resistenza di calcolo a compressione.

Acciaio

$\gamma_k$	$\alpha_{T,i}$	E	G	$f_{yk,12}$	$f_{yd,1}$	$\gamma_s$	$\gamma_{MI}$
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>		
78.500	0,000010	210.000	80.769	450,00	391,30	1,15	-

dove:

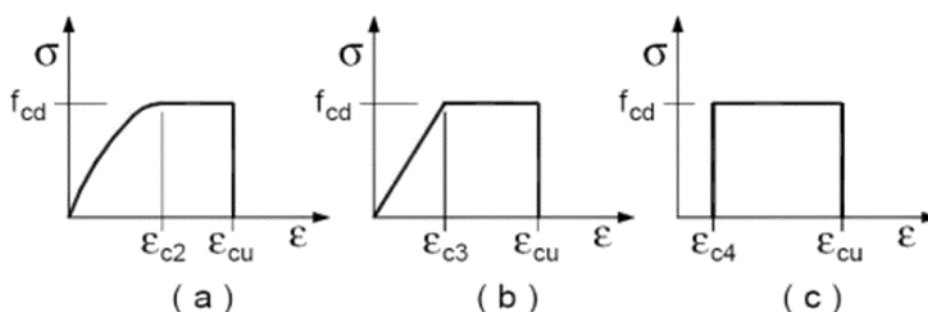
- $\gamma_k$  Peso specifico.
- $\alpha_{T,i}$  Coefficiente di dilatazione termica.
- E Modulo elastico normale.
- G Modulo elastico tangenziale.
- $\gamma_s$  Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV del materiale.

$\gamma_{M1}$	Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità.
$f_{yk,1}$	Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con $t \leq 40$ mm).
$f_{yd,1}$	Resistenza di calcolo (per profili con $t \leq 40$ mm).

I valori dei parametri caratteristici dei suddetti materiali sono riportati anche nei “*Tabulati di calcolo*”, nella relativa sezione del progetto Esecutivo.

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).

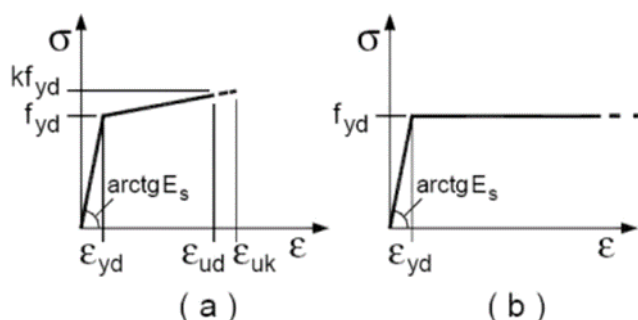


I valori di deformazione assunti sono:

$$\epsilon_{c2} = 0,0020; \quad \epsilon_{cu} = 0,0035.$$

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.



## 12. DICHIARAZIONI SECONDO NTC2018 (PUNTO 10.2)

Le analisi strutturali e le relative verifiche sono condotte con l'ausilio di codici di calcolo, per questo il progettista dovrà controllare l'affidabilità dei codici utilizzati e verificare l'attendibilità dei risultati ottenuti. Il progettista, in qualità di calcolatore delle opere in progetto, dovrà dichiarare quanto segue.

<b>Tipo di analisi svolta</b>
-------------------------------

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.
--

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi lineare dinamica secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018.
---

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.
---

<b>Affidabilità dei codici di calcolo</b>
---

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.
--

<b>Modalità di presentazione dei risultati</b>
--

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.
--

<b>Informazioni generali sull'elaborazione</b>
--

<p>Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.</p>
--

<b>Giudizio motivato di accettabilità dei risultati</b>
---

<p>I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.</p>
--

<p>In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.</p>
--