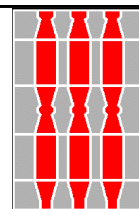




REGIONE UMBRIA  
**COMUNE DI ARNONE**

Provincia di Terni (TR)





**PROGETTO DEFINITIVO**

LAVORI DI RIQUALIFICAZIONE DI SPAZI APERTI IN VIA MARCONI CON CREAZIONE DI NUOVI LUOGHI DI AGGREGAZIONE, AUMENTO DEL CONFORT URBANO, FRUIBILITÀ DEGLI SPAZI PUBBLICI, SICUREZZA DEGLI SPAZI PUBBLICI, RISPETTO AI CAMBIAMENTI CLIMATICI, PROMOZIONE DELLE RELAZIONI SOCIALI E RICREAZIONE ALL'APERTO - VIABILITÀ VIA MARCONI COMUNE DI ARNONE, IN ATTUAZIONE AL PIANO NAZIONALE PER GLI INVESTIMENTI COMPLEMENTARI AL PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA - PNRR

**Relazione tecnica illustrativa delle strutture (pensiline stazioni di ricarica)**

N. ELAB.	COMM.	FASE	DOC.	SCALA	REV.	FILE
04	422	D	DRS01	-	01	422DDRS0101

Stazione appaltante: Comune di Arrone		Coordinamento e progettazione:			
Responsabile unico del procedimento: Geom. Roberto Massarini		 E.A. Group S.r.l. Progettazione opere stradali e impiantistiche:			
		 E.A. Group S.r.l.			
1	APRILE 2022	REVISIONE	-	-	-
0	MARZO 2022	EMISSIONE	-	-	-
REVISIONE	DATA	OGGETTO	REDATTO	VERIFICATO	AUTORIZZATO

## SOMMARIO

SOMMARIO .....	1
PREMESSA .....	3
NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	4
DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE .....	5
CRITERI E PARAMETRI DI CALCOLO .....	6
Metodo di calcolo.....	6
Software di calcolo .....	6
Affidabilità e validazione del codice utilizzato .....	6
MATERIALI PREVISTI .....	9
Conglomerato cementizio PER FONDAZIONI .....	9
Acciaio per cemento armato.....	9
Acciaio da carpenteria S275J0.....	9
Unioni bullonate.....	10
Unioni saldate.....	10
REQUISITI TECNICI PER LE STRUTTURE IN ACCIAIO .....	11
Classe di importanza.....	11
Classe di esecuzione .....	11
Grado di preparazione.....	11
Tolleranze geometriche.....	12
PARAMETRI PER ANALISI SISMICA E ANALISI DEI CARICHI .....	13
Pesi propri .....	13
Pesi permanenti portati .....	13



Carichi variabili .....	13
Carichi variabili ambientali.....	13
Azione sismica.....	15





## PREMESSA

La presente relazione riguarda la progettazione strutturale del modulo pensilina per stazioni di ricarica e-bike previste nel progetto definitivo.

Il modulo singolo è composto da quattro pilastri verticali (HEA 100) dotati alla base di piastra metallica saldata che viene tassellata alla platea in cls gettata in opera. Per semplificare la posa in opera della pensilina, si propone infatti di realizzare una pavimentazione in cls scopato, dello spessore di cm 12, armata con rete elettrosaldata. In questo modo le piastre alla base dei pilastri verticali possono essere tassellate direttamente sulla pavimentazione stessa evitando la realizzazione di plinti o di travi di fondazione.

Quattro identici profili (HEA 100) collegano orizzontalmente i pilastri e costituiscono la struttura portante della copertura. Le strutture secondarie sono realizzate con profili a C, sui quali vengono fissate le lamiere grecate in alluminio che costituiscono il manto di copertura e i pannelli di tamponamento verticali. Quest'ultimi sono di due tipi: in doghe metalliche di alluminio verniciato e in listoni di legno di larice.

L'area coperta, adibita alla sosta dell'utenza e delle biciclette, è pari a circa 18mq mentre l'altezza utile interna è pari a 2,5m. Si riporta di seguito un rendering della struttura.

Qui di seguito si descrivono le modalità di calcolo e le principali caratteristiche dei materiali.



Figura 1 – Vista tridimensionale della ciclo-stazione

## NORMATIVA DI RIFERIMENTO

---

Le normative di riferimento per il calcolo della resistenza delle strutture portanti sono le seguenti:

- **D.M. del 17 gennaio 2018** “Norme tecniche per le costruzioni”
- **CIRCOLARE del 21 gennaio 2019** Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- **D.M. 31-07-2012** «Approvazione delle Appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici».
- **UNI EN 1990:** «Eurocodice. Criteri generali di progettazione strutturale».
- **UNI EN 1991-1-1:** «Eurocodice 1. Azioni sulle strutture – Parte 1-1: Azioni in generale – Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici».
- **UNI EN 1991-1-3:** «Eurocodice 1. Azioni sulle strutture – Parte 1-3: Azioni in generale – Carichi da neve».
- **UNI EN 1991-1-4:** «Eurocodice 1. Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento».
- **CNR-DT 207/2008** «Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni».
- **UNI-EN 1992-1-1** «Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo: parte 1-1 regole generali e regole per gli edifici».
- **UNI EN 1998-1** «Eurocodice 8. Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici».
- **UNI EN 206-1** «Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità».
- **UNI 11104:** Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1.



## DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE

La struttura di nuova realizzazione presenta una platea di fondazione, a livello del piano di campagna, di spessore 20 cm e con dimensioni in pianta pari a 8,10 x 2,70 ml. La struttura si sviluppa in altezza su un livello raggiungendo l'altezza di circa 2,75 metri.

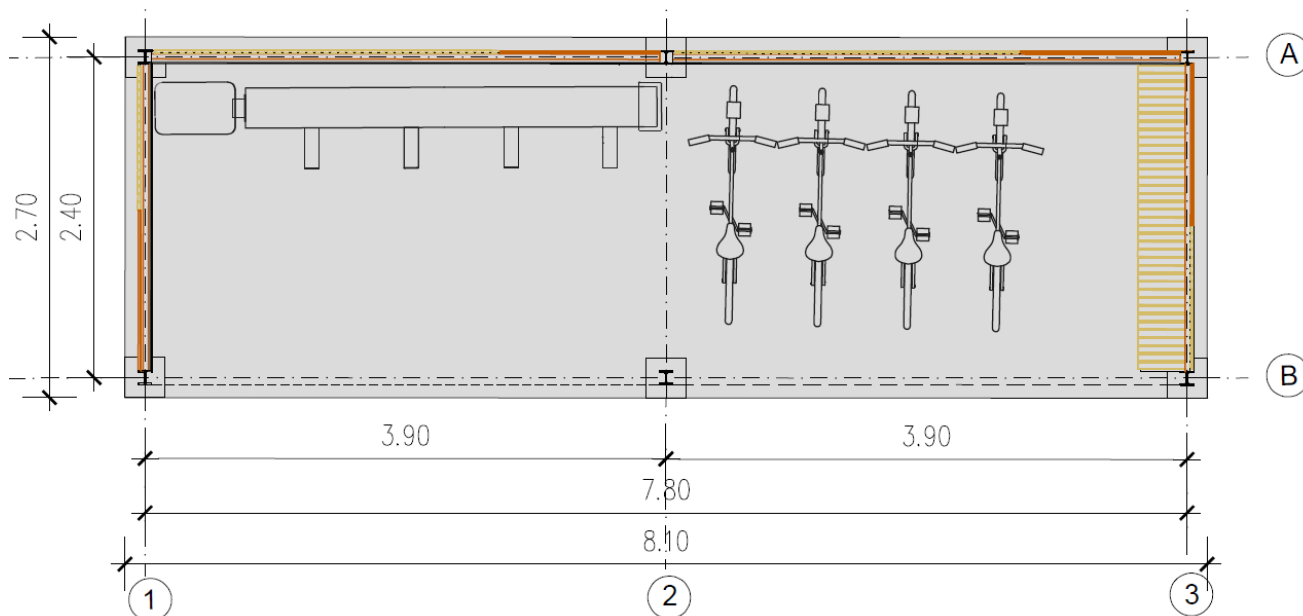


Figura 2 – Pianta ciclostazione

Lo schema strutturale è composto da 3 telai uguali, realizzati in profili aperti HEA100-S275J0, collegati tra loro inferiormente da profili aperti UPN100-S275J0 e superiormente da profili aperti HEA100-S275J0. Il collegamento alla platea è garantito dall'ancoraggio della piastra di base saldata alle colonne tramite tirafondi inghisati nella platea di fondazione tramite resina.

## CRITERI E PARAMETRI DI CALCOLO

### METODO DI CALCOLO

Secondo quanto previsto al paragrafo 2.1. del D.M. 17/01/2018 la sicurezza e le prestazioni delle strutture oggetto della presente relazione sono valutate con il metodo degli stati limite.

### SOFTWARE DI CALCOLO

Le elaborazioni mediante calcolatore sono state eseguite con fogli di calcolo e l'ausilio del codice di calcolo Winstrand.

Origine e caratteristiche del codice di calcolo:

Ditta produttrice: *En.Ex.Sys. s.r.l.* - Via Tizzano 46/2 - Casalecchio di Reno (Bologna)

Utente: Fontana Lotti Studio ingegneri associati

Numero di serie: 0706FNTLTT

Nello studio in oggetto sono state eseguite le seguenti tipologie di analisi:

- analisi statica lineare per la determinazione delle azioni sollecitanti interne e per il controllo degli spostamenti in condizioni ordinarie (non sismiche);
- analisi dinamica lineare multimodale per le valutazioni sismiche.

### AFFIDABILITÀ E VALIDAZIONE DEL CODICE UTILIZZATO

I programmi vengono usati dalla scrivente in forza di regolari licenze d'uso e sono testati periodicamente mediante procedure di controllo, tali da verificarne l'attendibilità delle applicazioni e dei risultati ottenuti ed individuarne eventuali vizi ed anomalie; a tal proposito si evidenzia che il programma dispone di una serie di test di validazione per trattare la casistica delle applicazioni fondamentali del codice.

Di seguito si riporta un problema numerico risolto prima con il software in uso e poi mediante calcolo manuale al fine di evidenziare l'affidabilità del codice di calcolo.



EnExSys InForma Supporto Tecnico

Ultima Revisione: Giovedì 09 Novembre, 2006

## Test 007 - Stato tensionale di una trave inflessa

Documento relativo a:

▲ Lunedì 09 Novembre, 2006 - Benchmark 007

**Fonte:** Cremonesi - **Manuale Ingegneria Civile**, ESAC, SEZ. I, pag. 82

**Tipi di analisi:** statica lineare

**Descrizione schema statico:** trave con incastro sul primo estremo e carrello sull'estremo opposto. La trave con sezione trasversale circolare con diametro  $d$  e luce  $L$  è soggetta al carico uniformemente distribuito  $q$  su tutta la campata.

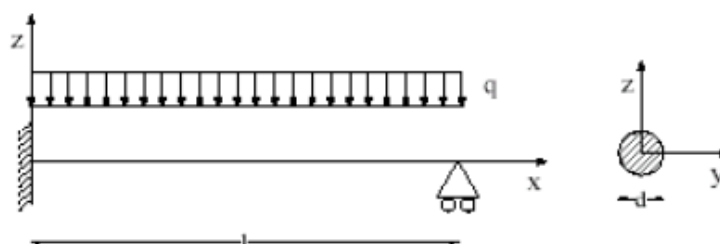


Fig. 1 Schema statico

**Obiettivo:** determinare nella sezione incastrata il valore del momento flettente  $M_a$  e nella sezione opposta il valore del taglio  $V_b$ . Si trascura il peso delle aste.

### Dati

$$E = 2068428 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$L = 50.8 \text{ [cm]}$$

$$d = 3.81 \text{ [cm]}$$

$$q = 1.784 \text{ [t/m]}$$

**Modello:** La trave viene modellata con due aste in serie. Il nodo sulla prima estremità viene incastrato (zero gradi di libertà), quello in posizione mediana è totalmente libero, il nodo sull'estremità opposta ha due gradi di libertà liberi (rotazione  $Y$  e traslazione  $X$ ).



### Analisi dei risultati:

	Soluzione teorica	WinStrand	rapporto
Ma [tm]	0.057	0.057	1.000
Vb [Kg]	340.19	340.17	1.000

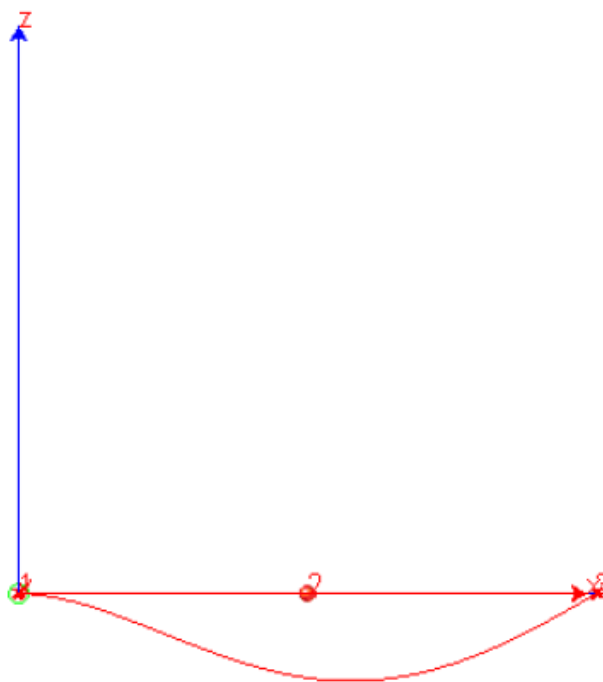


Fig. 3 Deformata

Ulteriori parole di ricerca:

Creazione: Giovedì 09 Novembre, 2006



LAVORI DI RIQUALIFICAZIONE DI SPAZI APERTI IN VIA MARCONI CON CREAZIONE DI NUOVI LUOGHI DI AGGREGAZIONE, AUMENTO DEL CONFORT URBANO, FRUIBILITÀ DEGLI SPAZI PUBBLICI, SICUREZZA DEGLI SPAZI PUBBLICI, RISPETTO AI CAMBIAMENTI CLIMATICI, PROMOZIONE DELLE RELAZIONI SOCIALI E RICREAZIONE ALL'APERTO – VIABILITÀ VIA MARCONI COMUNE DI ARRONE, IN ATTUAZIONE AL PIANO NAZIONALE PER GLI INVESTIMENTI COMPLEMENTARI AL PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA - PNRR

## MATERIALI PREVISTI

Tutti i materiali dovranno essere conformi a quanto specificato nel D.M. 17/01/2018 paragrafo 4.6 e al paragrafo 11.

### CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER FONDAZIONI

Il conglomerato cementizio impiegato, secondo il prospetto 3.1 dell'Eurocodice 2, appartiene alla classe di resistenza del calcestruzzo rappresentata dalla sigla C25/30. Di seguito si riportano le grandezze caratteristiche:

- |  |                                  |
|--|----------------------------------|
| - Resistenza caratteristica a compressione cubica:     | $R_{ck} = 25 \text{ MPa}$        |
| - Resistenza caratteristica a compressione cilindrica: | $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$        |
| - Resistenza media a trazione:                         | $f_{ctm} = 2,2 \text{ MPa}$      |
| - Resistenza caratteristica a trazione:                | $f_{ctk,0,05} = 1,5 \text{ MPa}$ |
| - Resistenza caratteristica a trazione:                | $f_{ctk,0,95} = 2,9 \text{ MPa}$ |
| - Modulo di elasticità secante:                        | $E_{cm} = 30 \text{ GPa}$        |

Con tali caratteristiche ed un opportuno mix-design, il calcestruzzo deve inoltre soddisfare le richieste di esposizione individuate dalla sigla XC2 secondo la norma italiana UNI 11104 e l'EC2.

### ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Per barre longitudinali, staffe e reti elettrosaldate utilizzate nelle strutture portanti in conglomerato cementizio armato si impiega un acciaio ad aderenza migliorata del tipo B450 C.

Gli acciai in barre ad aderenza migliorata devono possedere le caratteristiche di resistenza minime conformi al D.M. 17/01/2018 par.11.3.2.1:

- |   |                                     |
|---|-------------------------------------|
| - Tensione caratteristica di snervamento: | $f_y \text{ nom} = 450 \text{ MPa}$ |
| - Tensione caratteristica di rottura:     | $f_t \text{ nom} = 540 \text{ MPa}$ |

### ACCIAIO DA CARPENTERIA S275J0

- Tensione caratteristica di snervamento
  - $f_y > 275 \text{ MPa}$  per spessori fino a 40mm;
  - $f_y > 255 \text{ MPa}$  per spessori maggiori di 40mm;
- Resistenza di progetto
  - $f_d > 275/1,05 = 262 \text{ MPa}$  per spessori fino a 40mm;



- $f_d > 255/1,05 = 243 \text{ MPa}$  per spessori maggiori di 40mm;
- Tensione di rottura a trazione
  - $f_u > 430 \text{ MPa}$  per spessori fino a 40mm;
  - $f_u > 410 \text{ MPa}$  per spessori maggiori di 40mm;
- Modulo Elastico  $E = 210 \text{ GPa}$
- Modulo di Poisson  $\nu = 0,3$
- Coefficiente di dilatazione termica  $\alpha = 1,2 \times 10^{-5} / \text{C}^\circ$

## UNIONI BULLONATE

Tutta la bulloneria strutturale impiegata è del tipo “non a serraggio controllato”, del tipo SB conforme alla norma EN 15048-1. Per tale tipologia di bulloneria si prevede l’impiego di una sola rondella lato dado; il serraggio avviene ruotando il dado. Si utilizzano bulloni in acciaio-carbonio di classe 8.8 caratterizzati dalle seguenti proprietà:

Tensione di snervamento:  $f_y = 640 \cdot \text{MPa}$

Tensione di rottura a trazione:  $f_u = 800 \cdot \text{MPa}$

Le tolleranze nominali dei fori circolari ordinari per i mezzi d’unione impiegati sono le seguenti:

- diametro vite da 12 a 24mm, 2 mm
- diametro vite da 27 mm ed oltre 3 mm

Il serraggio dei bulloni impiegati deve portare alla condizione “aderente a tenuta”. La condizione “aderente a tenuta” è associabile alla condizione ottenibile mediante lo sforzo di un uomo con una chiave per bulloni di dimensioni normali senza braccio di estensione, e può essere impostato come punto in cui una chiave a percussione inizia a martellare.

## UNIONI SALDATE

Sono previste saldature tra i singoli elementi metallici del tipo indicato nell’immagine seguente. Le dimensioni dei cordoni di saldatura sono in relazione agli spessori dei piatti da saldare.

Dove non diversamente specificato eseguire:

$$a = T_{\min} \cdot 0,55$$

$$z = 1,4 \cdot a$$

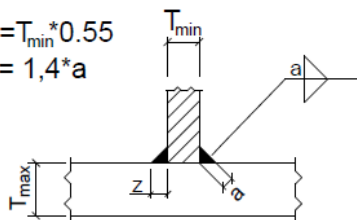


Figura 3 – Indicazioni per saldature

In riferimento alla norma UNI EN 1090-2:2011:

- le attività di saldatura devono essere eseguite nell'ambito di un sistema di controllo stabilito in accordo alla classe di esecuzione;
- le saldature devono essere eseguite con personale e con procedimenti qualificati.

## REQUISITI TECNICI PER LE STRUTTURE IN ACCIAIO

### CLASSE DI IMPORTANZA

In accordo alla norma UNI EN 1990:2006, alla struttura metallica in oggetto viene attribuita la classe di importanza o classe di conseguenze **CC1**.

Prospetto B.1 – Definizione della classe di conseguenze		
Classe di conseguenze	Descrizione	Esempi di edifici e di opere di ingegneria civile
CC3	Elevate conseguenze per perdita di vite umane, o conseguenze molto gravi in termini economici, sociali o ambientali	Gradinate in impianti sportivi, edifici pubblici nei quali le conseguenze del collasso sono alte (per esempio, una sala concerti)
CC2	Conseguenze medie per perdita di vite umane, conseguenze considerevoli in termini economici, sociali o ambientali	Edifici residenziali e per uffici, edifici pubblici nei quali le conseguenze del collasso sono medie (per esempio un edificio per uffici)
CC1	Conseguenze basse per perdita di vite umane, e conseguenze modeste o trascurabili in termini economici, sociali o ambientali	Costruzioni agricole, nei quali generalmente nessuno entra (per esempio, i magazzini), serre

### CLASSE DI ESECUZIONE

In relazione alla classe di importanza, la categoria di servizio e la categoria di esecuzione, la classe di esecuzione della struttura in oggetto è la **EXC1**. Si rimanda alla norma UNI EN 1090-2:2018 per i requisiti di esecuzione riassunti nell'appendice della stessa norma.

### GRADO DI PREPARAZIONE

La struttura metallica in oggetto verrà messa in opera in un ambiente temperato asciutto o freddo con condensa limitata (campagna, paesi o piccole città di entroterra) e caratterizzato da inquinamento contenuto. Ai fini della corrosività l'ambiente è classificabile **C2** ai sensi delle EN ISO 12944 per gli elementi verniciati. Alla categoria di corrosività C2 corrisponde il grado di preparazione **P2**.

## TOLLERANZE GEOMETRICHE

L'intervento in oggetto non richiede particolari tolleranze funzionali; e quindi sufficiente il rispetto delle tolleranze essenziali in accordo alla UNI EN 1090-2:2018.



LAVORI DI RIQUALIFICAZIONE DI SPAZI APERTI IN VIA MARCONI CON CREAZIONE DI NUOVI LUOGHI DI AGGREGAZIONE, AUMENTO DEL CONFORT URBANO, FRUIBILITÀ DEGLI SPAZI PUBBLICI, SICUREZZA DEGLI SPAZI PUBBLICI, RISPETTO AI CAMBIAMENTI CLIMATICI, PROMOZIONE DELLE RELAZIONI SOCIALI E RICREAZIONE ALL'APERTO – VIABILITÀ VIA MARCONI COMUNE DI ARNONE, IN ATTUAZIONE AL PIANO NAZIONALE PER GLI INVESTIMENTI COMPLEMENTARI AL PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA - PNRR



**Regione Umbria**



## PARAMETRI PER ANALISI SISMICA E ANALISI DEI CARICHI

Per il calcolo delle sollecitazioni si considerano i carichi descritti nei paragrafi successivi.

### PESI PROPRI

Il peso proprio delle strutture è stato calcolato considerando i seguenti pesi specifici dei materiali:

$$\gamma_{c.a.} = 25,00 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{acciaio} = 78,50 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{legno} = 3,80 \text{ kN/m}^3$$

### PESI PERMANENTI PORTATI

Per la copertura in pannelli sandwich composti da lamiera e isolante si utilizza un carico distribuito che è pari a  $g_2 = 0,3 \text{ kN/m}^2$ .

### CARICHI VARIABILI

Il carico variabile d'esercizio gravante sulla platea è stato considerato pari a  $q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$ .

### CARICHI VARIABILI AMBIENTALI

Si riportano di seguito le analisi dei carichi derivanti dal vento e dalla neve.

#### Carico da neve

Il carico da neve sulla struttura si valuta con la seguente espressione:

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

La struttura alla quota più alta, in corrispondenza del comune di Camerino, rientra nella zona II. Il valore caratteristico del carico da neve per questa area ad una quota di circa 661 m s.l.m. vale:

$$q_{sk} = 3 \cdot \text{kN/m}^2 \quad C_e = 1,0 \quad C_t = 1,0$$

Per calcolare il carico da neve è necessario definire il coefficiente di forma  $\mu$  in funzione della pendenza. Avendo un angolo di inclinazione della copertura nullo si utilizza un coefficiente  $\mu$  pari a 0,8.

$$q_s = 0,8 \cdot 3 \cdot 1 \cdot 1 = 2,4 \cdot kN/m^2$$

### Carico da vento

La struttura si trova in zona 3 che è caratterizzata dai seguenti parametri:

- quota sito:  $a_s = 661 \cdot m$
- altitudine di riferimento:  $a_0 = 500 \cdot m$
- velocità di riferimento:  $v_b = v_{b,0} = 27 \cdot m/s$
- la frequenza di riferimento:  $k_s = 0,37 \cdot 1/s$
- la pressione cinetica di riferimento  $q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 = 456 \cdot N/m^2$

Con una classe di rugosità del terreno B, una distanza dalla costa superiore ai 30km e una quota superiore ai 500m si ottiene la categoria di esposizione IV che è caratterizzata dai seguenti parametri:

- $k_r = 0,22$
- $z_0 = 0,3 \cdot m$
- $z_{min} = 8,0 \cdot m$
- $z_{max} = 2,75 \cdot m$
- $c_t = 1$

Con essi si determina il coefficiente di esposizione  $C_e$ :

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left(7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right) = 0,22^2 \cdot 1 \cdot \ln\left(\frac{2,75}{0,3}\right) \cdot \left(7 + 1 \cdot \ln\left(\frac{2,75}{0,3}\right)\right) \cong 1$$

Con il coefficiente di esposizione è possibile calcolare il carico da vento al netto del coefficiente di pressione  $C_p$ :

$$q = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_d \cdot c_p = 0,456 \cdot \frac{kN}{m^2} \cdot 1 \cdot 1 \cdot c_p = 0,456 \cdot \frac{kN}{m^2} \cdot c_p$$



EN 1991-1-4:2005 (E)

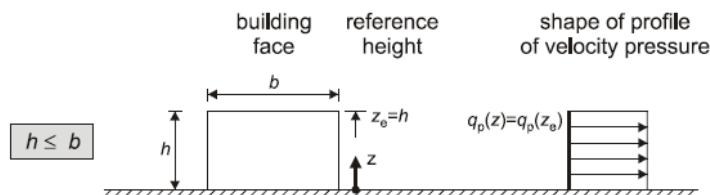


Figura 4 - Forma del profilo di pressione

I coefficienti di forma  $C_p$  per le pareti ortogonali rispetto alla direzione del vento valgono:

$$c_{p,sopravento} = +0,8 \quad c_{p,sottovento} = -0,4$$

Il carico dovuto al vento nelle diverse zone vale quindi:

$$q_{sopravento} = q_b \cdot c_e \cdot c_d \cdot c_p = 0,46 \cdot \frac{kN}{m^2} \cdot 0,8 = 0,37 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{sottovento} = q_b \cdot c_e \cdot c_d \cdot c_p = 0,46 \cdot \frac{kN}{m^2} \cdot -0,4 = -0,18 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{copertura} = q_b \cdot c_e \cdot c_d \cdot c_p = 0,46 \cdot \frac{kN}{m^2} \cdot -1 = -0,46 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

## AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Tale valore è definito in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$ . Le forme spettrali sono definite dalla normativa in funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  a partire dai seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T^*_c$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per la struttura in esame si richiede una vita nominale **VN di 50 anni** e, considerato il normale affollamento, si utilizza un coefficiente d'uso pari a 1 relativo alla **II classe**. Il periodo di riferimento VR per l'azione sismica vale quindi 50 anni.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite adottati sono i seguenti:

- agli stati limite di esercizio
  - *Stato Limite di Danno (SLD)*: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, 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 ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature
- agli stati limite ultimi
  - *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 associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte di resistenza e rigidezza per azioni verticali e margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali

La probabilità di superamento  $P_{VR}$  è funzione dello stato limite considerato:

SLE    SLD     $P_{VR} = 63\%$

SLU    SLV     $P_{VR} = 10\%$

Per i diversi stati limite considerati è ora possibile determinare il periodo di ritorno  $T_R$  dell'azione sismica e tutti gli altri parametri per definire gli spettri nota la posizione della costruzione all'interno del reticolo di riferimento:

latitudine      43,134° N                      longitudine      13,072° E

I valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T^*_C$ , relativi alla pericolosità sismica sono deducibili per interpolazione a partire da dati di riferimento forniti dalla normativa.

SLE:    SLD     $P_{VR} = 63\%$      $T_R = 50$  anni     $a_g = 0,082$  g     $F_0 = 2,441$      $T^*_C = 0,287$  s

SLU:    SLV     $P_{VR} = 10\%$      $T_R = 475$  anni     $a_g = 0,193$  g     $F_0 = 2,515$      $T^*_C = 0,327$  s

Questi ultimi tre parametri sono stati definiti facendo la media pesata della posizione del sito rispetto ai 4 punti del reticolo di riferimento. I dati sono ottenuti con l'espressione:



$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

In assenza di relazione geologica il suolo di fondazione è stato classificato nella categoria **D** e dal punto di vista topografico nella categoria T1 (superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $\leq 15^\circ$ ). Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore dell'accelerazione orizzontale massima  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che i valori di  $a_g$  variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  e quindi variano in funzione dello stato limite considerato. Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 secondi. Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle seguenti espressioni (NTC 17/01/2018 – formule (3.2.3)):

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C}{T}$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_D T_C}{T^2}$$

con:

T	periodo di vibrazione
$S_e(T)$	accelerazione spettrale orizzontale funzione di T
S	coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione $S = S_S \cdot S_T$
$S_S$	coefficiente di amplificazione stratigrafica
$S_T$	coefficiente di amplificazione topografica, per categoria topografica T1, $S_T = 1$
n	fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali diversi da 5%

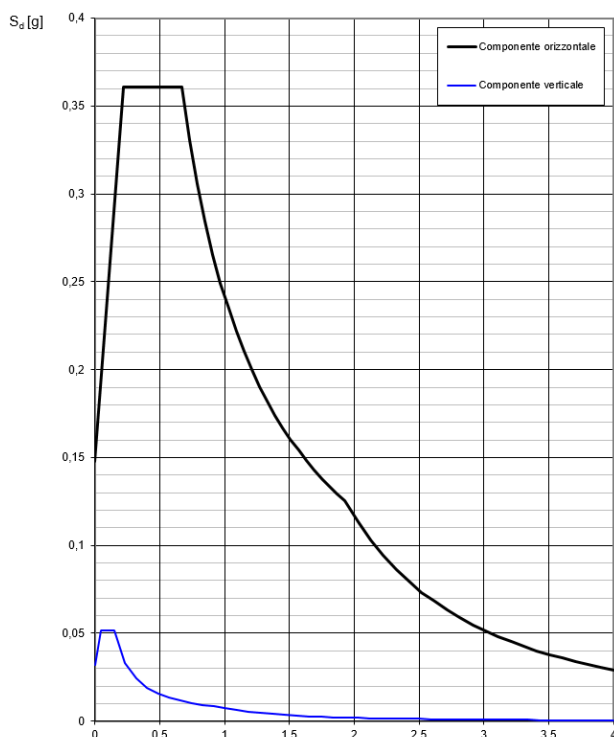


- $T_C$  periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da  $T_C = C_c T^*_c$
- $C_c$  coefficiente funzione della categoria di sottosuolo
- $T_B$  periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, dato da  $T_B = T_C / 3$
- $T_D$  periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione  $T_D = 4,0 a_g/g + 1,6$

Per gli stati limite ultimi lo spettro di progetto  $S_d(T)$  utilizzato è lo spettro elastico corrispondente, con le ordinate ridotte sostituendo  $\eta$  con  $1/q_{ND}$ , dove  $q_{ND}$  è il fattore di comportamento ridotto rispetto al valore relativo alla CD"B" della tab.7.3. Il per strutture in acciaio intelaiate con tamponature in muratura:

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD"B"} = \frac{2}{3} \cdot 2 = 1,33 \leq 1,5$$

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD**



**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV**

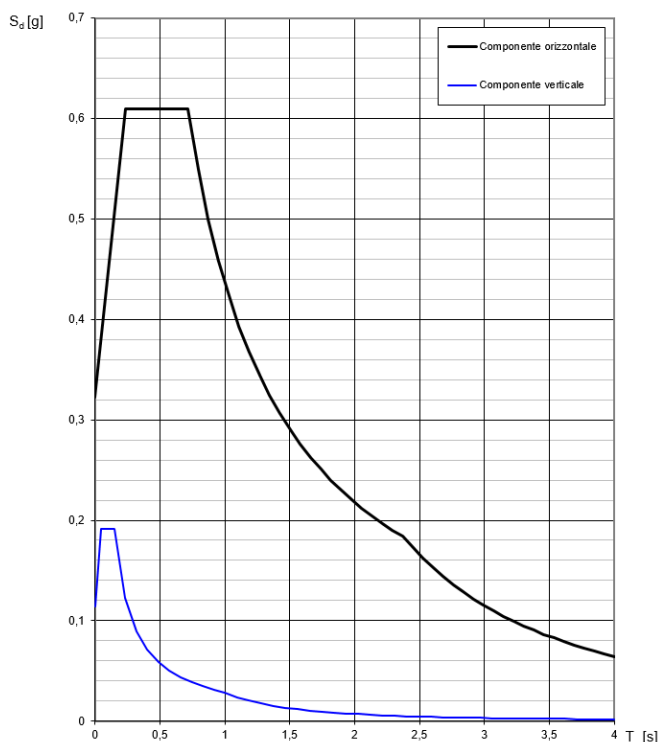


Figura 5 – Spettri SLD e SLV

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



$$M = G_1 + G_2 + \sum_{i=1}^n \psi_{2i} \cdot Q_i$$

I coefficienti di combinazione  $\psi_{2i}$  dell'azione variabile in funzione delle destinazioni d'uso assumono i valori riportati in tabella 2.5.I delle NTC2018.

