

COMUNE DI NAPOLI
AREA TRASFORMAZIONE DEL TERRITORIO
SERVIZIO EDILIZIA RESIDENZIALE PUBBLICA E NUOVA CENTRALITÀ

**Completamento del Programma di riqualificazione
di cui al contratto di Quartiere II di Pianura**

LOTTO 1: Parco Falcone e Borsellino - Via E. Torricelli



PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE SPECIALISTICA SULLE STRUTTURE

- | | |
|---|---|
| <input checked="" type="checkbox"/> DESCRITTIVI | <input type="checkbox"/> ARCHITETTONICI |
| <input type="checkbox"/> STRUTTURALI | <input type="checkbox"/> IMPIANTISTICI |
| <input type="checkbox"/> ECONOMICI | <input type="checkbox"/> SICUREZZA |

Committente:

Comune di Napoli - Area trasformazione del territorio
Dir. Servizio Edilizia Residenziale Pubblica e Nuove Centralità - Arch. P. Cerotto
Responsabile Unico del Procedimento - Ing. Arch. L. Saleano

Gruppo di Progettazione:

Gamma Ingegneria soc. coop.

Viale M. Cristina di Savoia 18/A - 80122 Napoli
e.mail: info@gammaingegneria.com - www.gammaingegneria.com

Vitruvius Engineering s.a.s.

Sede oper. Viale M. Cristina di Savoia 18/A - 80122 Napoli
Pec: vitruvius@pec.it

Dott. For. Nat. PhD Savino Mastrullo

Via Toledo, 156 - 80132 Napoli
e.mail: savino.mastrullo@gmail.com

Ing. Antonio Marino

Via Falluti, 8 - 80123 Caivano (NA)
e.mail: marino.antonio82@gmail.com

	DATA	OGGETTO	APPROVAZIONE	ELABORATO
00	Luglio 2021	Prima emissione (Progetto Definitivo approvato con D.D. 009 del 25/05/2021)	/	

REL_07_1

INDICE

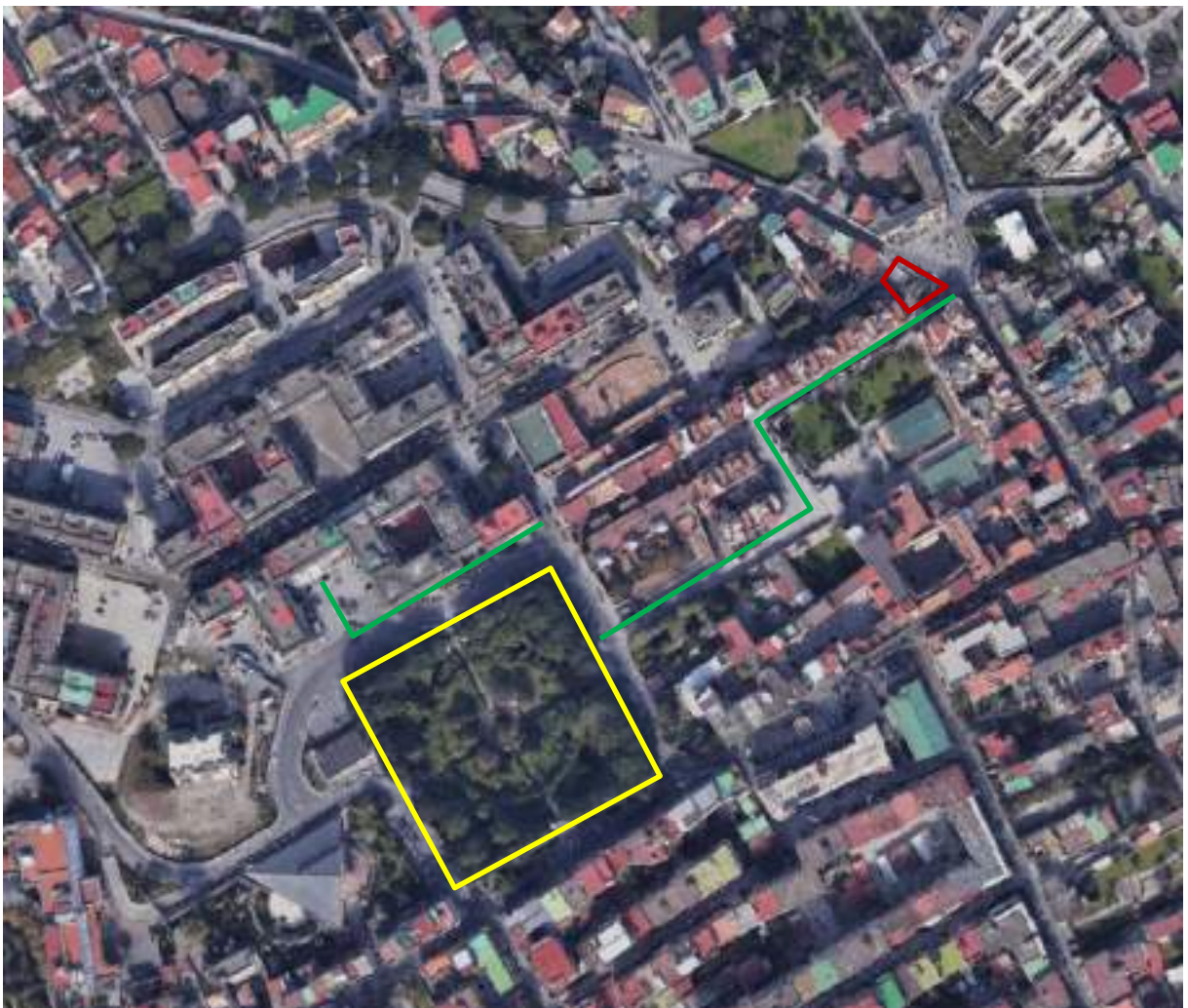
1. PREMESSA.....	2
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	4
3.1. Periodo di riferimento V_r	4
3.2. Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche	4
3.3. Condizioni topografiche.....	4
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	5
5.1 Classe di esposizione cls	5
5.2. Requisiti di base per le caratteristiche del calcestruzzo	5
5.3. Classi di consistenza del calcestruzzo fresco.....	6
5.4 Copriferro minimo	6
5.5. Dimensione massima nominale dell'aggregato - d_{max}	7
5.6. Acciaio in barre per cemento armato ordinario.....	8
5. DESCRIZIONE DELLA RAMPA IN C.A.....	9
6. RELAZIONE DI CALCOLO RAMPA.....	9
6.1. Modellazione strutturale	9
6.2. Valutazione delle azioni statiche	10
6.3. Valutazione delle azioni sismiche.....	12
6.4. Sintesi dei risultati strutture tridimensionali	15
7. ARMATURE RAMPA	19
8. VERIFICA PLINTO PALO PUBBLICA ILLUMINAZIONE $H=8,0$ m.....	19
9. VERIFICA PLINTO PALO PUBBLICA ILLUMINAZIONE $H=3,0$ m.....	31
10. CONCLUSIONI.....	42

1. PREMESSA

La presente relazione pone l'attenzione sul calcolo e la verifica delle strutture previste nell'ambito del **Completamento del programma di riqualificazione di cui al Contratto di Quartiere II di Pianura**, con riferimento al **Lotto 1: Parco Falcone e Borsellino – Via E. Torricelli**.

Oggetto del presente elaborato sono:

- rampa in corrispondenza della “Piazza della Cultura”
- plinto palo pubblica illuminazione h=8.0 m
- plinto palo pubblica illuminazione h=3.0 m



Vista aerea – Individuazione area di intervento:

- **IN ROSSO** – Rampa piazza della cultura
- **IN VERDE** – Via E. Torricelli in cui saranno dislocati i pali dell'illuminazione h=8.0 m
- **IN GIALLO** – Parco Falcone e Borsellino in cui saranno dislocati i pali h=3.0 m

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La Normativa di riferimento adottata è la seguente:

- **D.M. 17.01.2018** “Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni.”
- **Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7**
- **OPCM n°3274 del 20-03-2003** – “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica” e successive modifiche e integrazioni (Parte relativa alle zone sismiche).
- **Legge nr. 1086 del 05/11/1971** - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- **Legge nr. 64 del 02/02/1974** - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- **D.M. LL.PP. del 11/03/1988** - Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- **Eurocodice 1** – Azioni sulle strutture
- **Eurocodice 2** - Progettazione delle strutture di calcestruzzo
- **Eurocodice 3** - Progettazione delle strutture di acciaio
- **Eurocodice 7** - Progettazione geotecnica
- **Eurocodice 8** - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture
- **Norma CNR 10018/85**

Per le caratteristiche dei materiali si fa inoltre riferimento alle seguenti Norme:

- **UNI ENV 206:2016** – Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità.
- **UNI-ENV 197/1** - Cemento, Composizione, Specificazioni e criteri di conformità.
- **UNI 8520** - Aggregati per confezione di calcestruzzi - Definizione, classificazione e caratteristiche.
- **UNI 5744** - Rivestimenti metallici protettivi a caldo. Rivestimenti di zinco ottenuti per immersione.
- **UNI EN 10025** - Prodotti laminati a caldo di acciai non legati per impieghi strutturali - Condizioni tecniche di fornitura.
- **UNI EN 10020** - Definizione e classificazione dei tipi di acciaio.

3. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

L'area oggetto del presente intervento è ubicata nella XI municipalità del Comune di Napoli – Soccavo, Pianura, all'angolo tra via E. Torricelli e la strada Comunale Pianura-Marano.

Risulta classificata secondo le direttive della O.P.C.M 3274/03 aggiornate al 16/01/2006, come Zona 2 (Zona con pericolosità sismica media dove possono verificarsi forti terremoti - $ag/g = 0.15 - 0.25$), la progettazione strutturale è stata redatta ottemperando alle disposizioni individuate dal D.M. 17/01/2018 in accordo con le mappe di pericolosità sismica INGV per le seguenti coordinate (deg):

- **Longitudine = 14.175300 - Latitudine = 40.864079**

3.1. Periodo di riferimento V_r

Il periodo di riferimento (V_r) dell'evento sismico viene definito al par. 2.4.3 del D.M. 17.01.18 come prodotto tra la vita nominale (V_n) ed il coefficiente d'uso (C_u) ottenendo:

$$V_r = V_n \times C_u$$

Considerando per tutte le opere un'importanza normale, il termine V_n , definito al par. 2.4.1 del D.M. 17.01.18, è stato preso pari a 50 anni.

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

La classe d'uso considerata è III ciò fornisce un coefficiente d'uso C_u pari a 1.5.

Per quanto detto il periodo di riferimento V_r assume valore:

$$V_r = 50 \times 1.5 = 75 \text{ anni}$$

3.2. Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche

In funzione della rigidezza del terreno il D.M. 17.01.2018 definisce 5 categorie di sottosuolo (Tab. 3.2.II). Dalla Relazione Geologica allegata è stata valutata la categoria di rigidezza del terreno:

- **Categoria di sottosuolo C**

3.3. Condizioni topografiche

L'area in oggetto è stata individuata dal punto di vista topografico come superficie appartenente alla:

- **Categoria topografica T1**

Per ulteriori approfondimenti si rimanda alla relazione **REL_07_02 – Relazione sismica allegata al presente progetto esecutivo.**

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

5.1 Classe di esposizione cls

Aspetto essenziale per la scelta del giusto calcestruzzo è la condizione ambientale in cui la struttura opera. Questa influenza la vita nominale delle costruzioni, cioè il tempo durante il quale i materiali sono in grado di conservare le caratteristiche prestazionali richieste dal progetto, mantenendo inalterato il grado di sicurezza previsto.

È pertanto indispensabile individuare la classe di esposizione ambientale che indica il maggiore o minore livello di aggressività del luogo in cui la struttura sarà inserita.

La classe di esposizione considerante per le opere civili analizzate, secondo la UNI - EN 206 -1 e la UNI 11104 sono:

Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
2 Corrosione indotta da carbonatazione Nota - Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente.		
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immerse in acqua.
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta.
XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non compresa nella classe XC2.

5.2. Requisiti di base per le caratteristiche del calcestruzzo

[Riferimento UNI EN 206-1 punto 5.3.2]

Il prospetto in basso fornisce i valori limite per la composizione e le proprietà del calcestruzzo in relazione alle classi di esposizione. I valori riportati sono idonei per i cementi di classe 32.5 e 42.5 conformi alla UNI EN 197-1 e a un aggregato avente dimensione massima del granulo compresa tra 20 e 32 mm.

I valori per il rapporto massimo acqua/cemento, il contenuto minimo in cemento e la classe minima di resistenza si applicano a tutte le classi di esposizione e devono essere soddisfatti contemporaneamente ed indipendentemente gli uni dagli altri.

[illegible]

5.3. Classi di consistenza del calcestruzzo fresco

[Riferimento UNI EN 206-1 punto 4.2.1]

Si identifica come lavorabilità la capacità del calcestruzzo di assumere la forma del recipiente che lo contiene, normalmente il cassero; il procedimento più usato soprattutto in cantiere è lo SLUMP TEST il quale suddivide gli impasti in cinque classi basandosi sulla misura dell'abbassamento al cono del calcestruzzo fresco per effetto del peso proprio:

Classe di consistenza	Abbassamento al cono (in mm)	Denominazione corrente	Campo di applicazione consigliato
S1	da 10 a 40	Umida	
S2	da 50 a 90	Plastica	Cordoli, loggiate
S3	da 100 a 150	Semifluida	Scale, rampa, coperture inclinate
S4	da 160 a 210	Fluida	Fondazioni, periti, pilastri, travi, solette
S5	oltre 220	Superfluida	Strutture sottili, solette molto ampie, pavimentazioni

La lavorabilità adottata per tutte parti strutturali delle opere gettate in opera da realizzarsi è riconducibile alla denominazione:

Semifluida – S3 Soletta rampa

Fluida - S4 Soletta di fondazione e Pareti

5.4 Copriferro minimo

La durabilità delle strutture è vincolata anche al rispetto dei valori di copriferro previsti nelle NTC 2018 4.1.6.1.3 in allineamento con la UNI ENV 1992-1-1 per la classe di esposizione.

Tabella C4.1.IV Copriferri minimi in mm

C_{min}	C_o	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
			$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Resoconto		
Classe strutturale e classe di esposizione	S3	XC4
Tolleranza di esecuzione relativa al copriferro ΔC_{dev}	10 mm	
Copriferro minimo per garantire l'aderenza $C_{min,b}$	20 mm	
Copriferro minimo per garantire la durabilità $C_{min,dur}$	25 mm	
Copriferro minimo adottato C_{min}	25 mm	
Copriferro nominale C_{nom}	35 mm	

5.5. Dimensione massima nominale dell'aggregato - D_{max}

Condizione necessaria per ottenere una struttura omogenea e compatta è la corretta prescrizione della dimensione massima dell'aggregato, indicata con D_{max} .

In particolare i fattori che influenzano il D_{max} sono:

- la modalità di getto (in caso di pompaggio si consiglia una dimensione massima inferiore a 1/3 del diametro del tubo della pompa);
- la sezione della struttura (in caso di solette inferiore a 1/3 o 1/4 dello spessore) e la distanza tra le armature; per evitare che aggregati troppo grossi restino bloccati tra le stesse impedendo il regolare riempimento della cassaforma;
- lo spessore del copriferro, per evitare che gli aggregati vengano a diretto contatto con il cassero senza il necessario strato protettivo di pasta di cemento.
- $D_{max} < 0,25$ volte lo spessore minimo della sezione
- $D_{max} < 0,75$ volte lo spessore del copriferro
- $D_{max} < \text{della distanza minima tra i ferri di armatura}$

Pertanto per tutte le strutture gettate in opera da realizzarsi è stato adottato un diametro massimo dell'inerte pari a:

- D_{max} elevazione e fondazione = 32 mm

5.6. Acciaio in barre per cemento armato ordinario

Per la realizzazione delle opere in cemento armato sarà ammesso esclusivamente l'impiego di acciai saldabili qualificati secondo le procedure di cui al paragrafo 11.3.1.2 del D.M. 17.01.2018 controllati con le modalità riportate nel paragrafo 11.3.2.11.

- Acciaio B450C

Per l'accertamento delle caratteristiche meccaniche dell'acciaio B450C si farà riferimento a quanto indicato nella norma UNI EN ISO 15630-1: 2004.

Acciaio - Rif. UNI EN ISO 15630-1: 2004

Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γ_s	1,15	[-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_s	21000	[MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	ϵ_{yd}	0,018634	[-]
Deformazione ultima dell'acciaio	ϵ_{su}	0,01	[-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	f_{yd}	391,3	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]

Di seguito si riporta una sintesi dei risultati:

Calcestruzzo in opera

Classe di esposizione ambientale	A/C (max)	Classe di resistenza CX/Y	Contenuto (min) di cemento (kg/mc)	D_{max}	Slump	Copriferro Minimo (mm)
XC2	0.60	25/30	300	32	S4-S5*	35

* S3 – Soletta rampa ; S4 – Soletta di fondazione e Piastra

Acciaio in barre per cemento armato: B450 C

Acciaio in barre $5 < \phi < 10$ per cemento armato: B450 A

Per materiali diversi e non contenuti nella presente relazione l'utilizzo è subordinato all'accettazione della Direzione Lavori.

Per ulteriori approfondimenti si rimanda alla relazione REL_07_03 – Relazione sui materiali allegata al presente progetto esecutivo.

5. DESCRIZIONE DELLA RAMPA IN C.A.

Il manufatto, la cui struttura portante è interamente in c.a., si sviluppa su una superficie in pianta di circa 170 mq. La fondazione è costituita da una soletta in c.a. dello spessore di 40 cm posta ad una quota di +162.16 m.s.l.m.

Al di sopra della fondazione si elevano, per un'altezza variabile, le pareti dello spessore di 430 cm. Il manufatto si completa con una soletta inclinata in c.a. dello spessore di 20 cm, che segue l'andamento piano-altimetrico della rampa, la quale supera un dislivello di +2.05 m da 162.16 m.s.l.m. fino a 164.21 m.s.l.m.

Dal punto di vista architettonico la rampa si caratterizza per pareti in calcestruzzo a faccia vista ed illuminazione con segna-passi lungo il percorso. La pavimentazione è in piastrelle in lito-gres di colore chiaro.

6. RELAZIONE DI CALCOLO RAMPA

Nel presente capitolo si riferisce al calcolo ed alla verifica della rampa.

Il calcolo e la verifica degli elementi strutturali sono stati condotti attraverso una modellazione agli elementi finiti utilizzando il software di calcolo di seguito indicato:

Progettazione strutture tridimensionali:

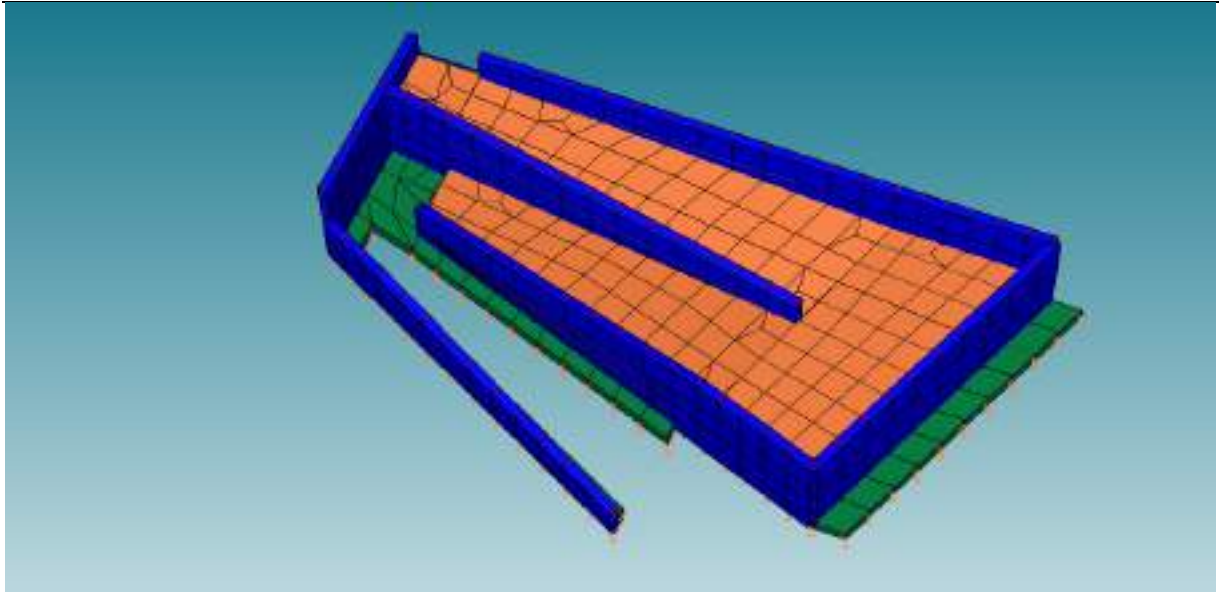
- Titolo MASTERSAP TOP - Versione 2020
- Produttore AMV srl, Ronchi dei Legionari (GO)
- Utente GAMMA SERVICE
- Licenza 34473 S

Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici allegati alla presente relazione.

6.1. Modellazione strutturale

Il calcolo e le verifiche degli elementi strutturali sono stati condotti secondo il criterio degli stati limite introdotto nella normativa italiana NTC2018 e dagli Eurocodici.

L'analisi delle strutture tridimensionali è stata condotta attraverso l'ausilio di un'elaborazione computerizzata eseguita col programma "Master-Sap Top" della "AMV Software" di cui si riportano in allegato i tabulati di calcolo e di verifica nonché i relativi schemi adottati per la modellazione della struttura. La modellazione delle pareti e delle solette in c.a. è stata eseguita discretizzando la struttura con elementi shell bidimensionali che lavorano per stati piani di tensione, con comportamento a piastra/lastra a seconda del piano di sollecitazione.



Modello solido tridimensionale

6.2. Valutazione delle azioni statiche

Oltre a considerare i pesi propri degli elementi strutturali, in funzione delle caratteristiche dei materiali utilizzati, le strutture sono state caricate da tutti i sovraccarichi permanenti e variabili agenti su di esse.

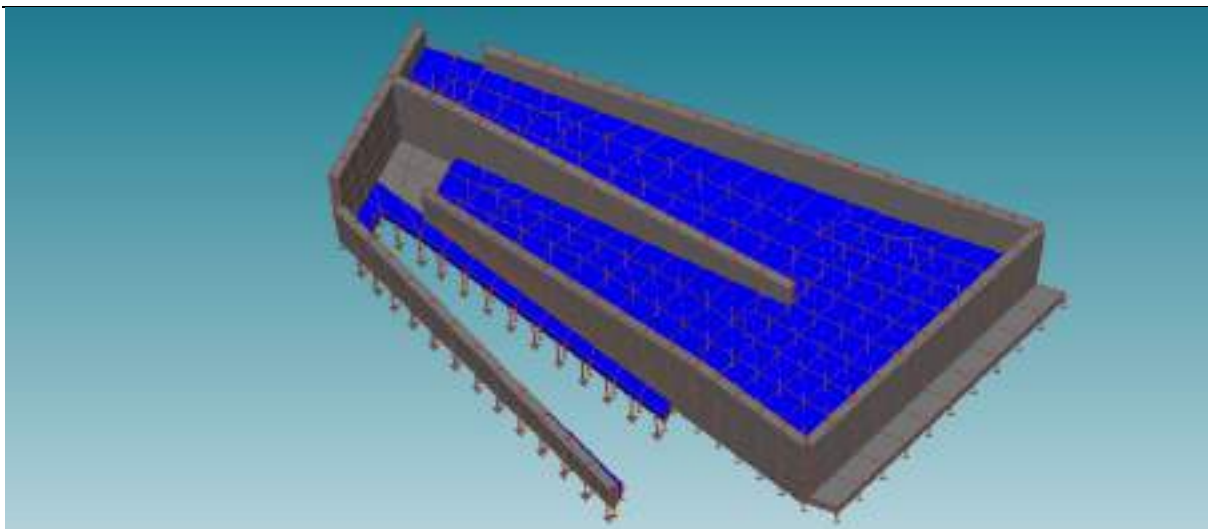
Analisi dei carichi

Peso proprio strutture

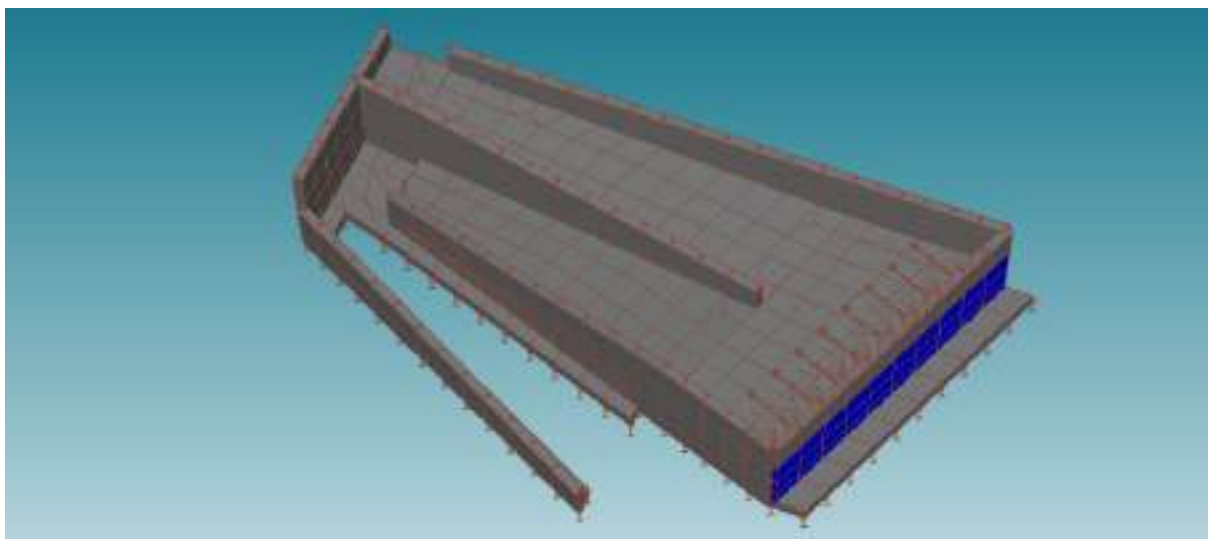
Calcestruzzo	2500 kg/mc
Acciaio	7850 kg/mc
Peso Terreno	1500 kg/mq
Carico stradale	2000 kg/mq

Carichi variabili:

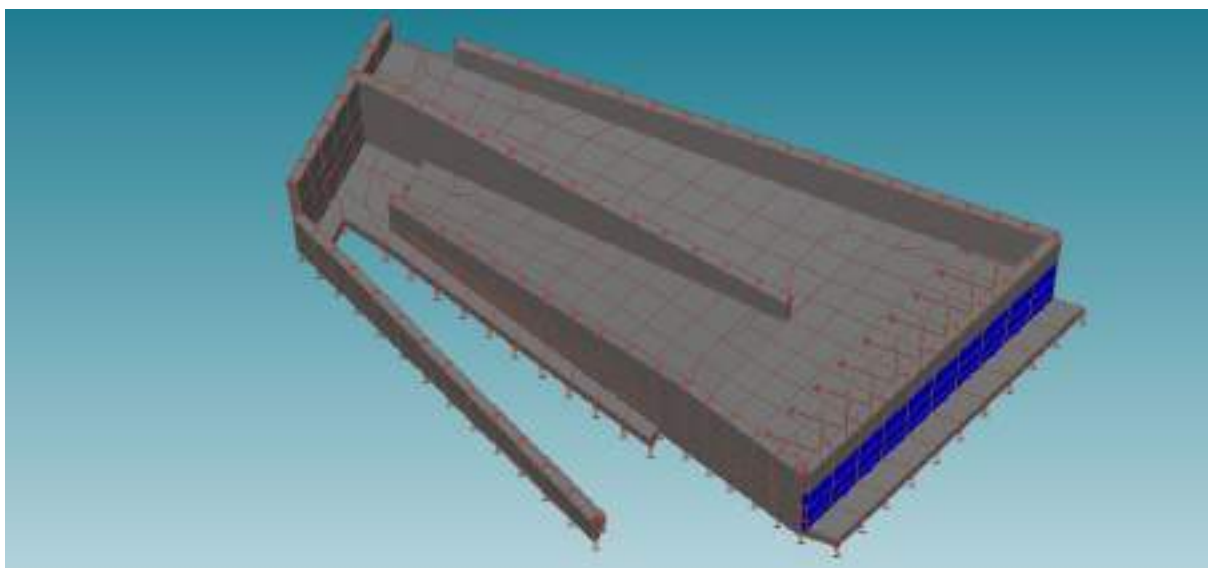
Carico accidentale	400 kg/mq
--------------------	-----------



Carico variabile sulla rampa



Carico spinta del terreno



Carico Stradale

Combinazione di carico

Tutte le condizioni di carico elementari introdotte nei paragrafi dedicati all'analisi dei carichi sono state combinate in modo opportuno così come indicato nella norma di riferimento (D.M. 17.01.2018).

Ai fini delle verifiche degli stati limite la norma definisce le seguenti combinazioni delle azioni:

S.L.E.

SLE combinazione frequente: $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \Psi_{02} Q_{k2} + \Psi_{03} Q_{k3} + \dots;$

SLE combinazione frequente: $G_1 + G_2 + \Psi_{11} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2} + \Psi_{33} Q_{k3} + \dots;$

SLE combinazione quasi permanenti: $G_1 + G_2 + \Psi_{21} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2} + \Psi_{23} Q_{k3} + \dots;$

SLU: $\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_2 Q_{k2} + \gamma_{Q3} \psi_3 Q_{k3} + \dots$

Tabella 2.5.1 – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{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 Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 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

Le grandezze G_1 , G_2 e Q_{ki} sono rispettivamente il peso proprio di tutti gli elementi strutturali, il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali e le azioni sulla struttura di lunga e breve durata. I coefficienti γ_G e γ_Q rappresentano i coefficienti parziali, mentre i coefficienti Ψ_{0j} , Ψ_{1j} e Ψ_{2j} sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili.

6.3. Valutazione delle azioni sismiche

L'azione sismica sulle costruzioni è generata dal moto non uniforme del terreno di sedime per effetto della propagazione delle onde sismiche. Il moto sismico eccita la struttura provocandone la risposta dinamica che va verificata e controllata negli aspetti di sicurezza e prestazione attesa.

L'azione sismica è caratterizzata da tre componenti di traslazioni, due orizzontali ed una verticale, descritte mediante l'accelerazione massima ed il relativo spettro di risposta atteso in superficie. Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale, riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore dell'accelerazione orizzontale massima a_g su un sito di riferimento rigido orizzontale.

In particolare, la definizione degli spettri di risposta elastici dipende da due coefficienti S_s ed S_T che tengono conto della stratigrafia e delle condizioni topografiche del sito in esame.

Nell'analisi in oggetto è stata assunta, per la definizione del coefficiente S_S una categoria di sottosuolo tipo "C", ed un coefficiente $S_T = 1,0$. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità P_{VR} di superamento nel periodo di riferimento; tale probabilità varia al variare dello stato limite considerato, mentre il periodo di riferimento V_R è pari al prodotto della vita nominale dell'opera e del coefficiente d'uso relativo.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità P_{VR} , a partire dai seguenti valori 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.

Tali valori sono stati definiti a partire dalle seguenti coordinate geografiche, in accordo con le mappe di pericolosità sismica INGV: **Longitudine = 14.175300 - Latitudine = 40.864079**

In ultimo, per la definizione dell'azione sismica, le NTC 2018 al punto **3.2.1** definiscono gli obiettivi prestazionali delle strutture, associando 4 stati limite della struttura e 4 probabilità di superamento nel periodo di riferimento.

Allo stato limite di Salvaguardia della Vita SLV, facente parte degli stati limite ultimi, è associata una probabilità di superamento pari al 10% nel periodo di riferimento.

In definitiva, con riferimento ad una costruzione con Vita Nominale pari a 50 anni e di Classe d'Uso III, le NTC 2018 prevedono una progettazione allo Stato Limite Ultimo (nello specifico, allo SLV) con un valore specifico di a_g caratterizzato dalla probabilità P di superamento pari al 10% nel periodo di riferimento V_R , che per il caso in oggetto, è pari a 475 anni.

Le probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento valgono:

Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

I parametri sismici relativi allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) ed allo Stato Limite di Danno (SLD) risultano:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0,054	2,336	0,306
SLD	75	0,072	2,329	0,322
SLV	712	0,188	2,401	0,338
SLC	1462	0,236	2,483	0,340

Per tenere conto della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza e dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni, lo spettro di progetto allo SLU è lo spettro elastico con le ordinate ridotte di un fattore di struttura q .

Il valore del fattore di struttura dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati. Il valore del fattore di struttura dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati.

Il fattore di struttura viene calcolato mediante la formula: $q = q_0 \cdot K_R$

K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza dell'edificio, e vale 1 se l'edificio è regolare e 0,8 se non è regolare.

Per le strutture analizzate è stato adottato un comportamento di tipo **non dissipativo** adottando un fattore di comportamento q_{ND} ridotto rispetto al valore minimo relativo alla CD"B" (Tab. 7.3. II NTC2018) secondo l'espressione: $1 \leq q_{ND} = 2/3 \cdot q_{CD"B"} \leq 1,5$.

Pertanto il fattore di struttura assunto per la verifica è il seguente:

- $q = q_0 \cdot K_R = 1,5$

Combinazioni di carico dell'azione sismica

Le combinazioni utilizzate per le verifiche sono, avendo indicato con E l'azione sismica:

- $\gamma_g G_k + \gamma_q Q_k$
- $\pm E_x \pm 0,30 E_y + G_k + \psi Q_k \pm E_y \pm 0,30 E_x + G_k + \psi Q_k$

L'effetto dell'azione sismica è stato valutato tenendo conto della sola massa associata ai seguenti carichi gravitazionali:

- $G_k + \psi Q_k$

dove:

G_k = valore caratteristico delle azioni permanenti;

Q_k = valore caratteristico dell'azione variabile;

$\gamma_g = 1,35$ (oppure 1 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

$\gamma_q = 1,5$ (oppure 0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

ψ = coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi - permanente dell'azione variabile

PARAMETRI SISMICI

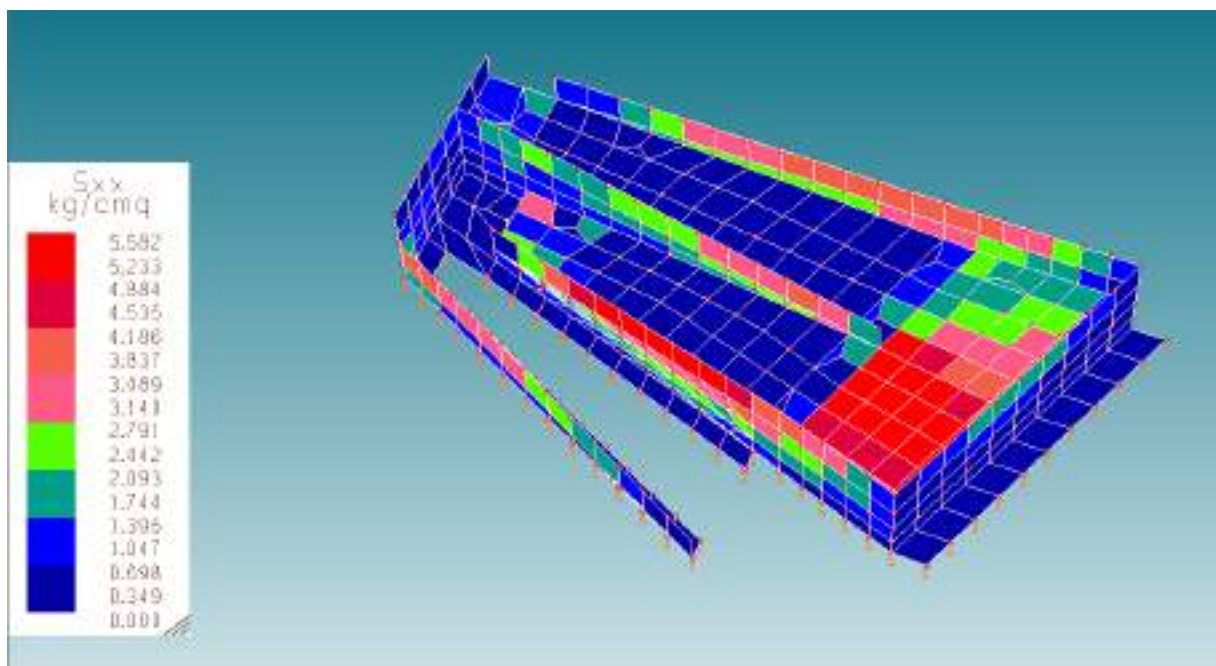
Angolo del sisma nel piano orizzontale	0
Sisma verticale	Assente
Combinazione dei modi	CQC
Combinazione componenti azioni sismiche	$e(EX^2 + EZ^2)$; $e(Y^2 + EZ^2)$
λ	0.3
μ	0.3

6.4. Sintesi dei risultati strutture tridimensionali

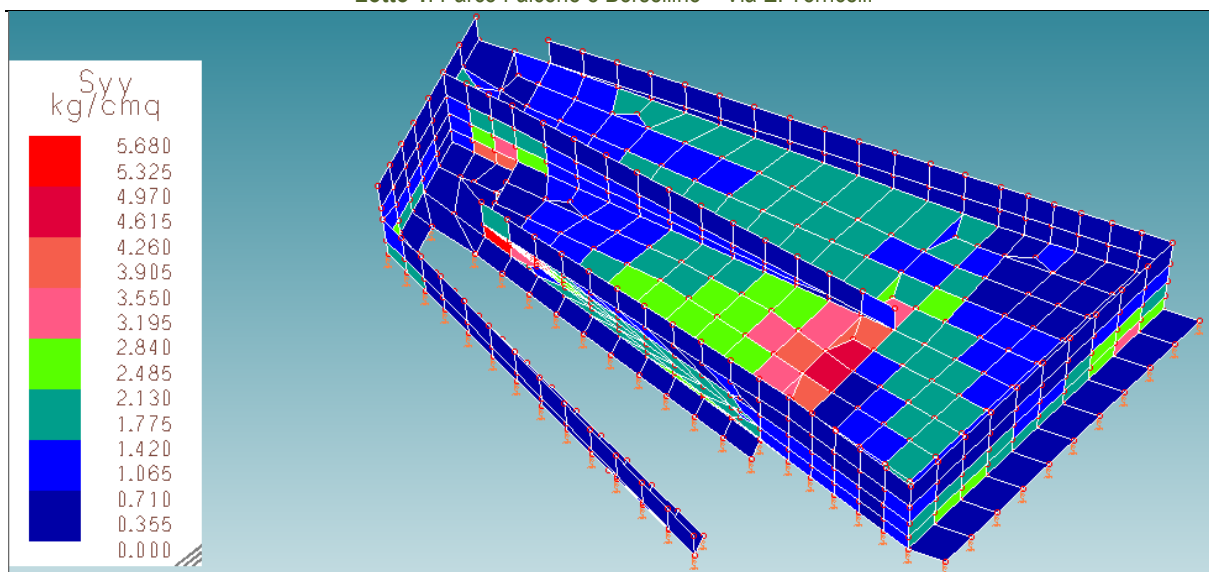
Di seguito si riporta una sintesi dei risultati afferenti alla struttura tridimensionale analizzata

Il progetto e la verifica delle strutture sono stati condotti in automatico attraverso il Post-Processore MASTERARM secondo L'NTC 2018 e prescrizioni EC8".

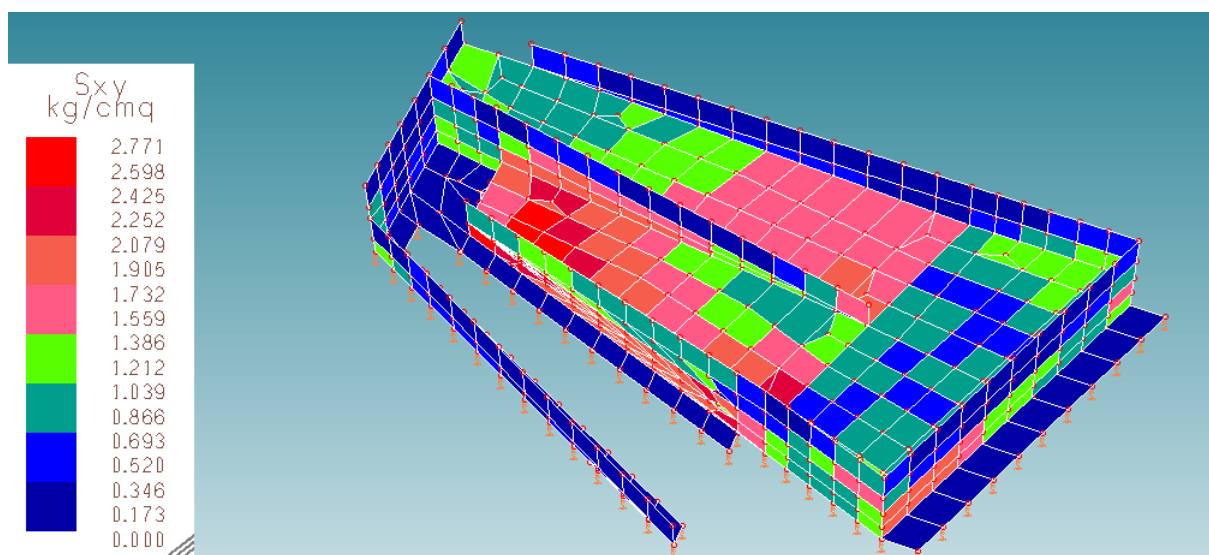
Di seguito si riportano i tabulati grafici di sintesi che riportano l'involuppo delle sollecitazioni e degli stati tensionali delle strutture in c.a. nonché i risultati più significativi delle analisi condotte.



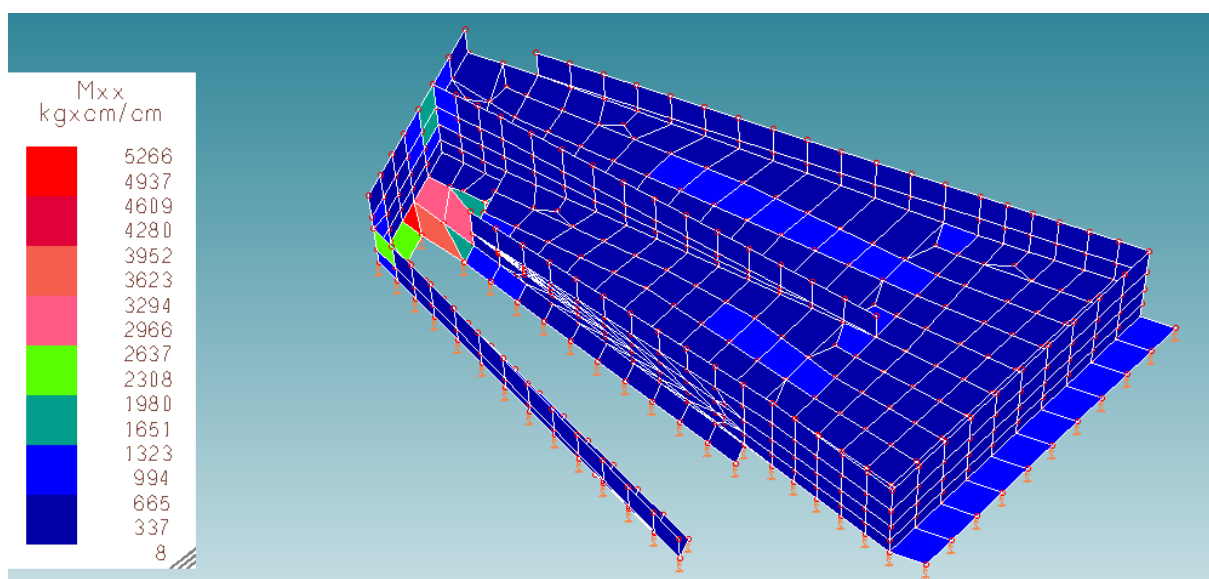
Tensione membranale nei piani XX



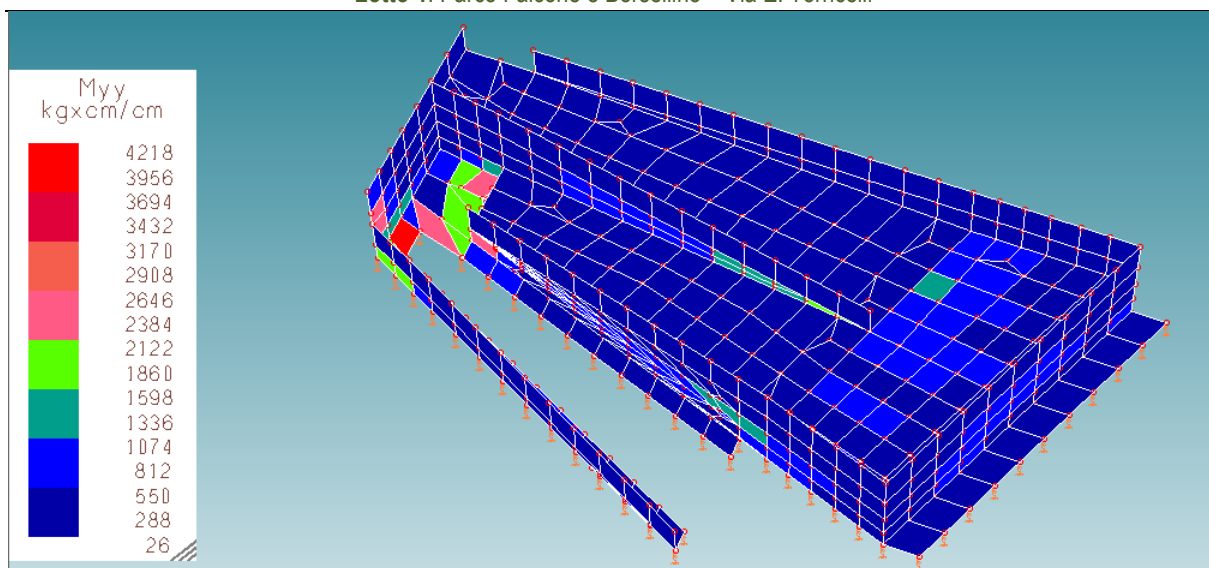
Tensione membranale nei piani YY



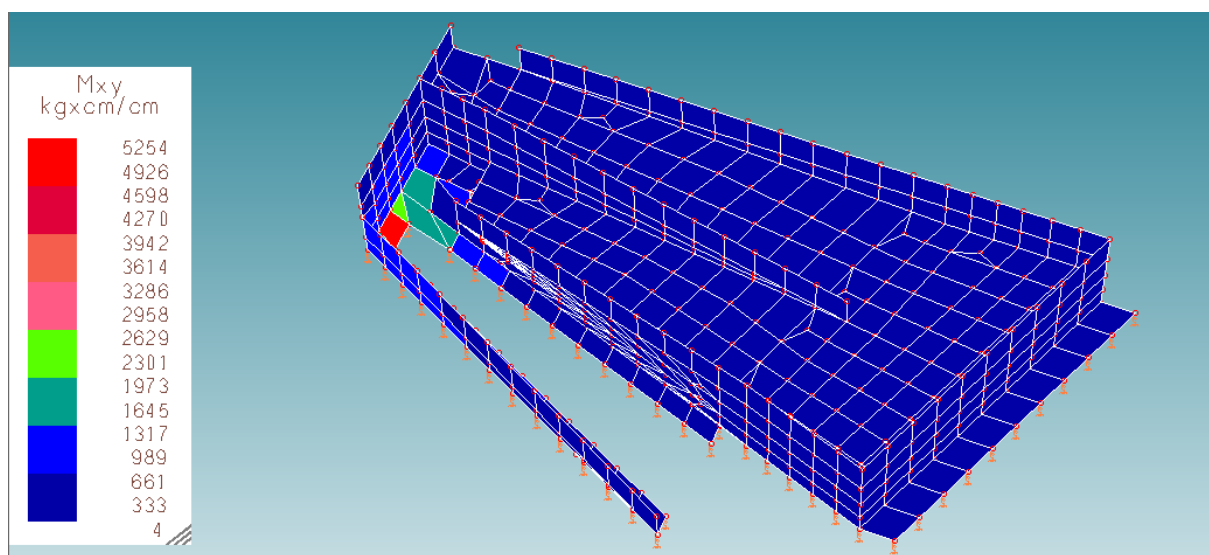
Tensione membranale nei piani XY



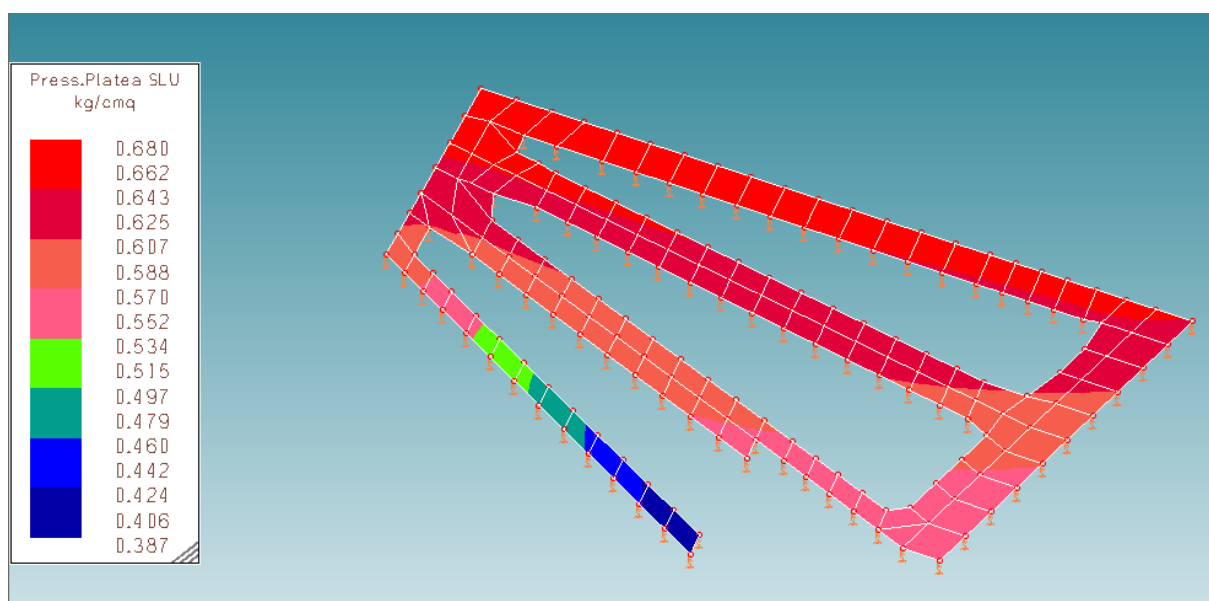
Momento unitario lungo X Mxx



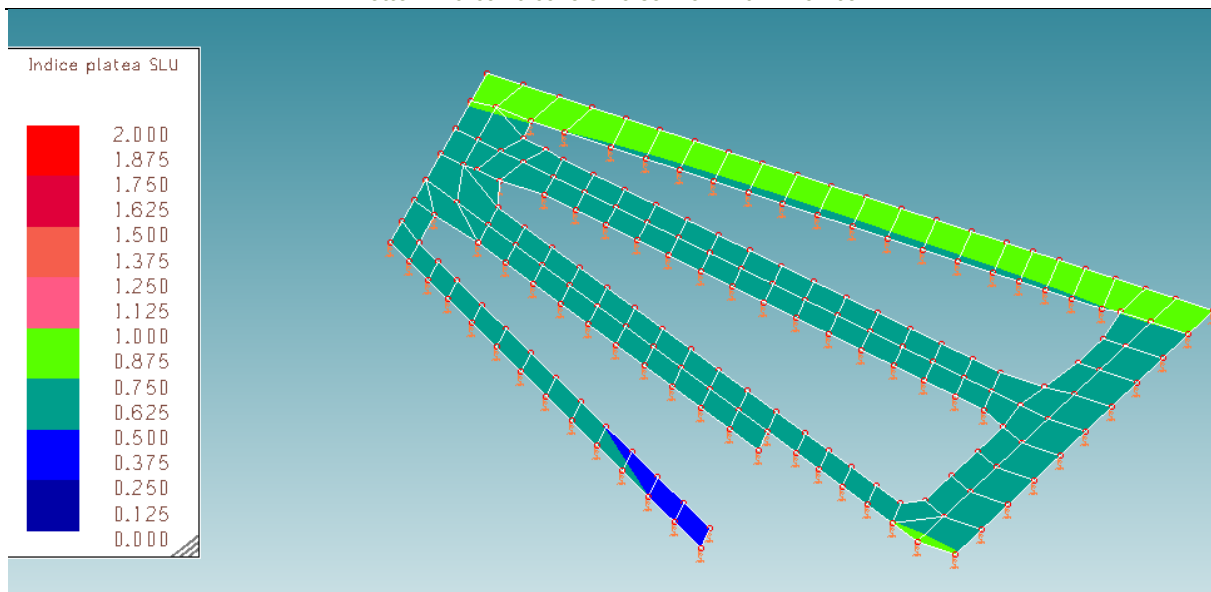
Momento unitario lungo Y Myy



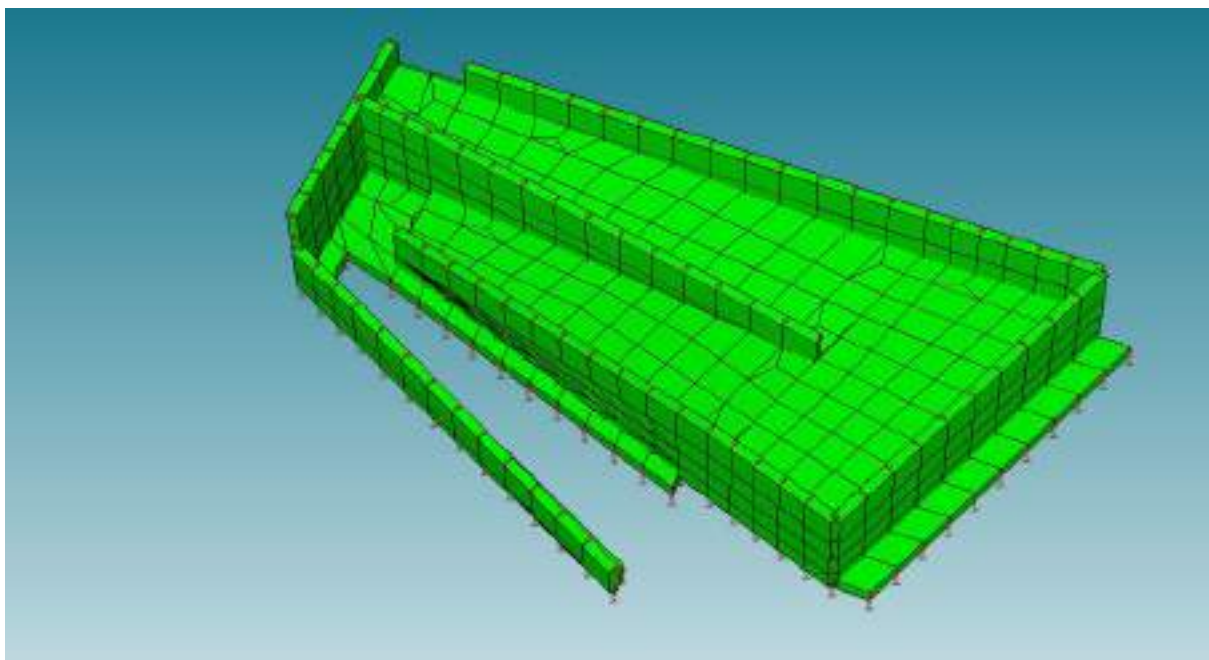
Tensione Torcente unitario (Mxy)



Pressione al suolo SLU



Inviluppo indice di resistenza



Mappa dei risultati

7. ARMATURE RAMPA

SOLETTE IN C.A.

Le armature della soletta di fondo in c.a. a quota +162.16 m s.l.m. avente spessore di 40 cm, sono costituite da una maglia 20*20 di barre di armatura ad aderenza migliorata Ø14 inferiori e superiori, con legature Ø8 in numero minimo di almeno 9 ogni m² di superfici. La porzione di soletta inclinata da quota +162.16 m a quota +164.21 m s.l.m., avente spessore 20 cm, è armata sia inferiormente sia superiormente con una maglia di barre ad aderenza migliorata Ø14/20.

PARETI IN C.A.

Le pareti in c.a. hanno altezza variabile ed uno spessore di 30 cm. L'armatura è costituita da barre di armatura ad aderenza migliorata Ø14 verticali e Ø10 orizzontali, con legature Ø8 in numero minimo di almeno 9 ogni m² di superfici.

8. VERIFICA PLINTO PALO PUBBLICA ILLUMINAZIONE H=8,0 m

Azioni di progetto

- Le azioni di progetto prese in conto per la verifica dell'opera in oggetto sono:
 - carichi permanenti (pesi propri dei materiali strutturali, carichi permanenti non strutturali);
 - azione del vento;
 - azione sismica.

Carichi permanenti

I carichi permanenti da considerare nelle verifiche di resistenza e stabilità sono rappresentati dai pesi propri degli elementi strutturali e non strutturali.

Azione del vento

Il vento esercita una duplice azione sull'elemento in esame:

- un'azione concentrata, agente sulla sommità del palo, causata dalla pressione esercitata dal vento sull'apparecchio illuminante;
- un'azione distribuita, agente lungo tutto lo sviluppo del palo, causata dalla pressione esercitata dal vento sulla superficie del palo stesso.

Tali azioni si trasferiscono al plinto di fondazione mediante una azione flettente e tagliante.

Per determinare l'entità delle due azioni suddette si è fatto riferimento alle norme CNRDT207/2008 "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni". In particolare, il calcolo è stato effettuato secondo i punti seguenti:

- valutazione della velocità e della pressione cinetica del vento (par. 3.2 della norma di riferimento);
- valutazione dell'azione concentrata del vento sulla sommità del palo (par. 3.3.3 e G.7/Allegato G della norma di riferimento);
- valutazione dell'azione distribuita del vento lungo lo sviluppo del palo (par. 3.3.4 e G.10/Allegato G della norma di riferimento).
- Il primo passo è stato quello di determinare la velocità base di riferimento (v_b) in funzione della posizione geografica e dell'altitudine sul livello del mare del sito di costruzione. In particolare, il sito ricade in zona 3 ed ha un'altitudine di 17 m s.l.m.
- Successivamente, è stata definita la velocità di riferimento di progetto per un tempo di ritorno di 50 anni ed è stata determinata la categoria di esposizione del sito.
- Infine, sono stati valutati il coefficiente di topografia, il coefficiente di esposizione e il coefficiente aerodinamico, tramite i quali è stato possibile determinare la pressione cinetica di picco.
- Si riporta di seguito il dettaglio di tali calcoli:
- La pressione del vento è calcolata secondo l'espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

Provincia: Napoli **Zona:** 3; **Altitudine:** 17 m s.l.m.; **Tempo di ritorno** T_r : 50 anni;

Velocità di riferimento $v_b(T_r)$: 27 m/s; **Pressione cinetica di riferimento** q_b : 46 daN/m²

Altezza della costruzione z : 8 m; **Distanza dalla costa:** Entro 10 km dalla costa

Classe di rugosità del terreno: B; **Categoria di esposizione del sito:** III

Coefficiente topografico c_t : 1; **Coefficiente dinamico** c_d : 1

Coefficiente tabella 3.III $K_r = 0,20$ - $Z_0 = 0,10$ - $Z_{\min} = 12$ m

Coefficiente di esposizione $c_e(z=8) = 1,48$

Coefficiente aerodinamico $c_p = 0,9$

La pressione del vento è calcolata secondo l'espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

Si definisce quindi la pressione del vento agente sull'apparecchio illuminante posto a quota 8 m:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 62 \text{ daN/m}^2$$

Si definisce infine la pressione del vento agente lungo lo sviluppo longitudinale del palo di illuminazione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 62 \text{ daN/m}^2$$

Valutazione dell'azione concentrata del vento sulla sommità del palo

La forza concentrata esercitata dal vento sulla sommità del palo può essere calcolata mediante la relazione seguente (par. 3.3.3 della norma di riferimento):

$$F_X = q_p(z) \cdot L^2 \cdot c_{FX}$$

in cui:

- q_p è la pressione cinetica di picco del vento;
- Z è l'altezza di riferimento associata al coefficiente di forza;
- L è la lunghezza di riferimento su cui agisce la pressione del vento;
- c_{FX} è il coefficiente di forza secondo la direzione X .
- L'area di riferimento L^2 è stata assunta pari alla proiezione sul piano verticale dell'apparecchio di illuminazione posto sulla sommità del palo.
- Il coefficiente di forza è stato valutato in via approssimata in maniera analoga al caso delle insegne (par. G.7 dell'Allegato G alla norma di riferimento). Di conseguenza, si è assunto un coefficiente di forza pari a 1,8.

Pertanto si ha:

$$F_x = 23 \text{ daN}$$

$$\text{Faro } z=8 \text{ m}$$

Valutazione dell'azione distribuita del vento lungo lo sviluppo del palo

La forza distribuita esercitata dal vento lungo lo sviluppo del palo può essere calcolata mediante la relazione seguente (par. 3.3.4 della norma di riferimento):

$$f_X(z) = q_p(z) \cdot l \cdot c_{fX}$$

in cui:

- q_p è la pressione cinetica di picco del vento;

- z è la quota sul suolo;
- l è la dimensione di riferimento associata al coefficiente di forza = 0,109 m ($l=d$ = diametro medio del palo)
- c_{fx} è il coefficiente di forza.

Per la valutazione del coefficiente di forza e della dimensione di riferimento ad esso associata si è fatto riferimento al caso di elementi strutturali allungati a sezione circolare (par. G.10 dell'Allegato G alla norma di riferimento) = 0,7071.

Pertanto si ha:

Forza del vento per unità di lunghezza: $f_x = 4,78$ daN/m

Azione Sismica

Vita Nominale e Classe d'uso

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

La costruzione in oggetto è una struttura ordinaria quindi si assume $V_N \geq 50$ anni.

La costruzione in oggetto è una struttura di "Classe III", così definita:

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.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito al variare della classe d'uso.

Si ottiene quindi: $V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1,5 = 75$ anni

Azione Sismica

L'azione sismica sul palo di illuminazione è stata considerata mediante l'applicazione di una forza statica equivalente alla forza indotta dall'azione sismica, in sommità del palo.

Il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame, T_1 , è stato valutato utilizzando la seguente formula:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$$

dove H è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione e C_1 è pari a 0,050 nel caso in esame.

L'entità della forza si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo T_1 e la sua distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato.

La forza da applicare in sommità del palo è pari a:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$$

dove $S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto, W è il peso complessivo della struttura, λ è un coefficiente pari a 1 nel caso in esame, e g è l'accelerazione di gravità.

Nel caso in esame è stato considerato lo stato limite SLV (Stato Limite di salvaguardia della Vita). Ai fini della definizione della azione sismica di progetto, deve essere valutata l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, mediante studi specifici di risposta sismica locale.

Si è assunto un suolo di fondazione appartenente alla categoria C e categoria topografica T_2 .

Per la determinazione dell'azione sismica le coordinate dell'ubicazione dell'opera in oggetto sono: latitudine 40,86269 e longitudine 14,17206; con tali valori si ricavano, per lo stato limite SLV, i seguenti parametri:

$C_1 = 0.050$	$S_T = 1.00$
$H = 8.00 \text{ m}$	$S_S = 1.424$
$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} = 0.238$	$S = S_T \cdot S_S = 1.424$
$T_c^* = 0.336$	$q = 1.00$
$C_c = 1.504$	$S_d(T_1) = 0.656$
$F_0 = 2.399$	$W = 150 \text{ kg (palo)} + (9,6 \text{ kg}) \text{ lampada} = 160 \text{ kg}$
$a_g/g = 0.1920$	$\lambda = 1.00$

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g = 10,70 \text{ kg}$$

Combinazioni di carico

Le verifiche per i carichi non sismici vengono eseguite allo stato limite ultimo, mediante il metodo dei coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sulle resistenze secondo quanto riportato nel D.M. 17/01/2018.

AZIONI DI CALCOLO:

Le azioni di calcolo E_d si ottengono combinando le azioni caratteristiche secondo la seguente formula di correlazione:

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

dove:

G_1 rappresenta il valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G_2 rappresenta il valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P rappresenta il valore di pretensione;

Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile dominante di ogni combinazione;

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

γ_{G1} , γ_{G2} , γ_{Qi} e γ_P rappresentano i coefficienti parziali di sicurezza, che assumono i valori riportati nella Tabella 2.6.I.

COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI:

Le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni seguente:

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

dove:

E azione sismica per lo stato limite in esame;

G_1 carichi permanenti strutturali al loro valore caratteristico;

G_2 carichi permanenti non strutturali al loro valore caratteristico;

P valore caratteristico dell'azione di pretensione;

ψ_{2i} coefficienti di combinazione delle azioni variabili Q_{ki} ;

Q_{ki} valore caratteristico della azione variabile Q_{ki} .

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

$$G_1 + G_2 + \sum \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Nel caso in esame, essendo le azioni variabili dovute al vento, è stato adottato il coefficiente $\psi_2=0,0$ in base alla Tabella 2.5.I del D.M. 17/01/2018.

Calcolo del plinto di fondazione

Per la struttura di fondazione del palo, sono stati utilizzati i seguenti parametri:

Altezza del plinto $h = 100$ cm

Base del plinto $b = 100$ cm

Peso specifico cls $\rho_{cls} = 2500$ kg/m³

Peso del Plinto $Q = 2500$ kg

Peso del palo (solo fusto) $N_p = 150$ kg

Peso del faro $N_{faro} = 9,60$ kg

Altezza palo $L = 8,00$ m

Peso totale del palo $P = 159,60$ Kg

Carico verticale totale = 2660 kg

Azione vento concentrata sommità del palo $z=8$ m $F_{x1} = 23$ daN

Forza del vento per unità di lunghezza: $f_x = 4,78$ daN/m

Momento massimo dovuto a f_x $M_f = \rho_Q \cdot f_x \cdot L^2 / 2 = 230$ kgm

Momento massimo dovuto a F_x $M_F = \rho_Q \cdot F_{x1} \cdot L = 276$ kgm

Momento totale dovuto al vento $M_v = 506$ kgm

Taglio massimo dovuto a f_x $T_f = \rho_Q \cdot f_x \cdot L = 57,4$ kg

Taglio massimo dovuto a F_x $T_F = \rho_Q \cdot F_{x1} = 34,5$ kg

Taglio totale dovuto al vento $F_v = 92$ kg

Forza sismica $F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g = 10,70$ kg

Taglio dovuto al sisma $F_h = 10,70$ kg

Momento dovuto al sisma $M_h = F_h \cdot L / 2 = 43$ kgm

VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE ED ORIZZONTALE

Si riporta di seguito una tabella riportante il calcolo del carico limite del terreno di fondazione:

DATI GEOMETRICI DELLA FONDAZIONE E DI CARICO			
Larghezza della fondazione	B	1	m
Profondità del piano di posa	D	1,5	m
Lunghezza della fondazione	L	1	m
Angolo di inclinazione del piano di posa	ε	0	°
Angolo di inclinazione del terreno a lato della fondazione	ω	0	°
Componente verticale del carico agente sulla fondazione	Q_v	26,6	kN
Componente orizzontale del carico agente sulla fondazione	Q_h	1	kN
Momento agente sulla fondazione in direzione parallela a B	M_B	5	kNm
Momento agente sulla fondazione in direzione parallela a L	M_L	0	kNm
Eccentricità in direzione parallela a B	e_B	0,19	m
Eccentricità in direzione parallela a L	e_L	0,00	m
Angolo di inclinazione del carico sulla verticale	δ	2,1529628	
Angolo di inclinazione del carico orizzontale rispetto ad L	θ	0	
DATI DEL TERRENO			
Peso dell'unità di volume del terreno sopra al piano di posa	γ_1	18	kN/mc
Peso dell'unità di volume del terreno sotto al piano di posa	γ_2	18	kN/mc
Coesione	c	0,01	kPa
Angolo di attrito	ϕ	24	°
$q_{lim} = N_q \gamma_1 D \zeta_q \alpha_q \beta_q + N_c D \zeta_c \xi_c \alpha_c \beta_c + N_\gamma \gamma_2 B / 2 \zeta_\gamma \xi_\gamma \alpha_\gamma \beta_\gamma$			
COEFFICIENTI DI CARICO LIMITE			
Coefficiente di carico limite per il carico	N_q	9,6033944	
Coefficiente di carico limite per la coesione del terreno	N_c	19,32354	
Coefficiente di carico limite per il peso del terreno	N_γ	9,4418707	
COEFFICIENTI CORRETTIVI PER CARICHI ECCENTRICI			
$B' = B - 2e_B$	B_{eff}	0,62	m
$L' = L - 2e_L$	L_{eff}	1,00	m
COEFFICIENTI CORRETTIVI PER LA FORMA DELLA FONDAZIONE			
Coefficiente correttivo del primo termine	ζ_q	1,2778495	
Coefficiente correttivo del secondo termine	ζ_c	1,3101448	
Coefficiente correttivo del terzo termine	ζ_γ	0,7503759	
COEFFICIENTI CORRETTIVI IN PRESENZA DI CARICHI INCLINATI			
Coefficiente correttivo del primo termine	ξ_q	0,9483823	
Coefficiente correttivo del secondo termine	ξ_c	0,9423826	
Coefficiente correttivo del terzo termine	ξ_γ	0,9127589	
COEFFICIENTI CORRETTIVI PER INCLINAZIONE DEL PIANO DI POSA			
Coefficiente correttivo del primo termine	α_q	1	
Coefficiente correttivo del secondo termine	α_c	1	
Coefficiente correttivo del terzo termine	α_γ	1	
COEFFICIENTI CORRETTIVI PER INCLINAZIONE DEL TERRENO			
Coefficiente correttivo del primo termine	β_q	1	
Coefficiente correttivo del secondo termine	β_c	1	
Coefficiente correttivo del terzo termine	β_γ	1	
CARICO LIMITE CARATTERISTICO DELLA FONDAZIONE			
q_{lim}		3,51	kg/cmq
Coefficiente parziale capacità portante	γ_R	2,30	
CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE			
q_{lim}/γ_R		1,53	kg/cmq
RESISTENZA CARATTERISTICA ALLO SCORRIMENTO			
q_{vlim}		11,84	kN
Coefficiente parziale per lo scorrimento	γ_R	1,10	
RESISTENZA ALLO SCORRIMENTO DELLA FONDAZIONE			
q_{vlim}/γ_R		10,76	kN

Dalla tabella precedente si evince un carico limite verticale pari a:

$$q_{lim} = 1,53 \text{ kg/cm}^2$$

un carico limite allo scorrimento pari a:

$$q_{vim} = 1076 \text{ kg}$$

Le verifiche forniscono:

Peso totale $N = 2660 \text{ kg}$

Peso riempimento: $1500 \text{ kg/mc} \times 0,5 = 750 \text{ kg}$

Momento totale $M_s = 506 \text{ kgm}$

Tensione di compressione massima $\sigma_{max} = N_{tot}/b^2 + 6M_{tot}/b^3 = 0,34 + 0,30 = 0,64 \text{ kg/cm}^2 < 1,53 \text{ kg/cm}^2$

Forza di scorrimento massima $= 92 \text{ kg} < 1076 \text{ kg}$

Le verifiche risultano soddisfatte

VERIFICA A RIBALTAMENTO

Momento totale dovuto al vento $M_v = 506 \text{ kgm}$

Taglio totale dovuto al vento $F_v = 92 \text{ kg}$

Momento dovuto al Taglio $M_{tv} = F_v \times h = 171 \text{ Kg} \times 1,5 \text{ m} = 138 \text{ kgm}$

Momento totale destabilizzante $M_T = 644 \text{ Kgm}$

Carico verticale totale (peso plinto + palo) $N = 2660 \text{ kg}$

Peso riempimento: $1500 \text{ kg/mc} \times 0,5 = 750 \text{ kg}$

Carico verticale totale: 3410 kg

Momento stabilizzante $= N \times b/2 = 1705 \text{ kgm} > M_T$

La verifica è soddisfatta

CALCOLO DELL'ARMATURA DEL PLINTO

Per il calcolo dell'armatura si considera lo schema di metà plinto assimilato ad una mensola incastrata nell'asse del plinto stesso, caricata dal basso da un carico uniformemente distribuito pari al carico limite del terreno $q_{lim} = 1,53 \text{ kg/cm}^2$

Tale carico genera un momento all'incastro pari a $M_s = 1912,5 \text{ kgm}$

Volendo armare il plinto con staffoni f12/20, si ottiene un momento resistente pari a 25.220 kgm

The screenshot shows a software interface for structural design. Key sections include:

- Titolo:** A text field for the project title.
- N° strati base:** A dropdown menu set to '1'.
- Table 1:**

N°	b (cm)	h (cm)
1	100	100
- Table 2:**

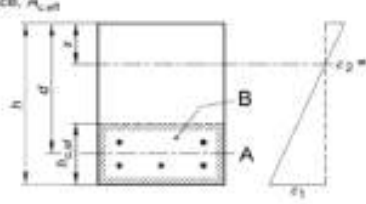
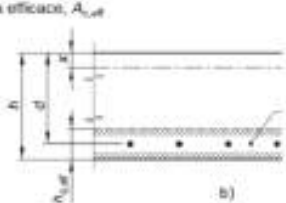
N°	Az (cm²)	d (cm)
1	6,79	96
- Tipologia:** A dropdown menu set to 'Lato acciaio - Acciaio inervato'.
- Materiali:**
 - C25/30:**
 - f_{cd} : 97,5 %
 - f_{ctd} : 191,3 N/mm²
 - E_c : 200000 N/mm²
 - E_s/E_c : 15
 - α_{s1} : 1,967 %
 - α_{s2} : 255 N/mm²
 - α_{s3} : 1,829
 - C25/30:**
 - f_{cd} : 2 %
 - f_{ctd} : 3,5
 - f_{od} : 14,17
 - f_{cc}/f_{cd} : 0,8
 - α_{s1} : 9,75
 - α_{s2} : 0,6
 - α_{s3} : 1,829
- Calcoli:**
 - M_{Ed} : 252,2 kNm
 - σ_t : 14,17 N/mm²
 - σ_s : 391,3 N/mm²
 - σ_c : 2,005 %
 - σ_s : 67,5 %
 - d : 96 cm
 - x : 2,769
 - μ : 0,02884
 - μ : 0,7
- Tipi Sezione:**
 - ☒ Rettangolare
 - ☐ Trapezio
 - ☐ a T
 - ☐ Circolare
 - ☐ Rettangolare
 - ☐ Cond.
- Metodo di calcolo:**
 - ☒ S.L.U. +
 - ☐ S.L.U. -
 - ☐ Metodo n
- Tipi Recupero:**
 - ☒ Rotta
 - ☐ Derivata
- Calcoli finali:**
 - N^* sett: 100
 - L_e : 0 cm
 - α_{s1} : 0
 - α_{s2} : 0
 - α_{s3} : 0
 - α_{s4} : 0
 - α_{s5} : 0
 - α_{s6} : 0
 - α_{s7} : 0
 - α_{s8} : 0
 - α_{s9} : 0
 - α_{s10} : 0
 - α_{s11} : 0
 - α_{s12} : 0
 - α_{s13} : 0
 - α_{s14} : 0
 - α_{s15} : 0
 - α_{s16} : 0
 - α_{s17} : 0
 - α_{s18} : 0
 - α_{s19} : 0
 - α_{s20} : 0
 - α_{s21} : 0
 - α_{s22} : 0
 - α_{s23} : 0
 - α_{s24} : 0
 - α_{s25} : 0
 - α_{s26} : 0
 - α_{s27} : 0
 - α_{s28} : 0
 - α_{s29} : 0
 - α_{s30} : 0
 - α_{s31} : 0
 - α_{s32} : 0
 - α_{s33} : 0
 - α_{s34} : 0
 - α_{s35} : 0
 - α_{s36} : 0
 - α_{s37} : 0
 - α_{s38} : 0
 - α_{s39} : 0
 - α_{s40} : 0
 - α_{s41} : 0
 - α_{s42} : 0
 - α_{s43} : 0
 - α_{s44} : 0
 - α_{s45} : 0
 - α_{s46} : 0
 - α_{s47} : 0
 - α_{s48} : 0
 - α_{s49} : 0
 - α_{s50} : 0
 - α_{s51} : 0
 - α_{s52} : 0
 - α_{s53} : 0
 - α_{s54} : 0
 - α_{s55} : 0
 - α_{s56} : 0
 - α_{s57} : 0
 - α_{s58} : 0
 - α_{s59} : 0
 - α_{s60} : 0
 - α_{s61} : 0
 - α_{s62} : 0
 - α_{s63} : 0
 - α_{s64} : 0
 - α_{s65} : 0
 - α_{s66} : 0
 - α_{s67} : 0
 - α_{s68} : 0
 - α_{s69} : 0
 - α_{s70} : 0
 - α_{s71} : 0
 - α_{s72} : 0
 - α_{s73} : 0
 - α_{s74} : 0
 - α_{s75} : 0
 - α_{s76} : 0
 - α_{s77} : 0
 - α_{s78} : 0
 - α_{s79} : 0
 - α_{s80} : 0
 - α_{s81} : 0
 - α_{s82} : 0
 - α_{s83} : 0
 - α_{s84} : 0
 - α_{s85} : 0
 - α_{s86} : 0
 - α_{s87} : 0
 - α_{s88} : 0
 - α_{s89} : 0
 - α_{s90} : 0
 - α_{s91} : 0
 - α_{s92} : 0
 - α_{s93} : 0
 - α_{s94} : 0
 - α_{s95} : 0
 - α_{s96} : 0
 - α_{s97} : 0
 - α_{s98} : 0
 - α_{s99} : 0
 - α_{s100} : 0

- Volendo fare una verifica dell'armatura necessaria in base al momento sollecitante si ottiene:
- $A_{min} = M_s / 0.9 h \sigma_s = 191250 / 0.9 \times 96 \times 1200 = 1,84 \text{ cm}^2$

Verifica Fessurazione

Si riporta di seguito la verifica a fessurazione

- In base alle prescrizioni del par. 4.1.2.2.4. del DM2018, per condizioni ambientali "Ordinarie", combinazione delle azioni "quasi permanente", armatura "poco sensibile", il valore limite di apertura della fessura è pari a $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$.
- Come sollecitazione flettente è stata considerata quella generata dalla pressione di contatto del carico limite del terreno, come nel paragrafo precedente.
- I vari coefficienti presenti nella tabella seguente sono stati ricavati nel paragrafo 7.3 delle EC2.

STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1: 2005 Par.7.3	
Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h 1000 [mm]
Larghezza della sezione	b 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d 960 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' 40 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c 34 [mm]
Armatura tesa ordinaria	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n_{t1} 8 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	ϕ_{t1} 12 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A_{st1} 679 [mm ²]
Armatura tesa di infittimento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n_{t2} 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	ϕ_{t2} 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A_{st2} 0 [mm ²]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	f_{ck} 25 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm} 2,6 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm} 31476 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk} 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s 200000 [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s 29 [MPa]
Asse neutro della sezione	x 500 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga ▼
Coefficiente di omogeneizzazione	α_s 6,35 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s 679 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{ct,eff.1}$ 100000 [mm ²] $A_{ct,eff.2}$ 166667 [mm ²] $A_{ct,eff.3}$ 500000 [mm ²] $A_{ct,eff.min}$ 100000 [mm ²]
<p>fig. 7.3 Area tesa efficace (casi tipici)</p> <p>Legenda</p> <p>a) Trave A Livello del baricentro dell'acciaio B Area tesa efficace, $A_{ct,eff}$</p>  <p>b) Piastra B Area tesa efficace, $A_{ct,eff}$</p> 	
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{s,eff}$ 0,00679 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ 2,6 [MPa]
Fattore di durata del carico	k_f 0,4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	
	$[e_{sm}-e_{cm}]_{min}$ 0,000087 [-]
	$[e_{sm}-e_{cm}]_{calc}$ -0,000644 [-]
	$[e_{sm}-e_{cm}]$ 0,000087 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s 200 [mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq} 12,00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,ref}$ 200 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1 0,800 [-] k_2 0,500 [-] k_3 3,400 [-] k_4 0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	
	$s_{r,max.1}$ 416 [mm]
	$s_{r,max.2}$ 650 [mm]
	$s_{r,max}$ 416 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	
	$w_{k,lim}$ 0,30 [mm]

Ampiezza delle fessure (di calcolo)

w_k **0,04 [mm]**

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

prospetto 7.1N Valori raccomandati di w_{max} (mm)

Classe di esposizione	Elementi di calcestruzzo armato normale e precompresso con cavi non aderenti	Elementi precompressi con cavi aderenti
	Combinazione di carico quasi-permanente	Combinazione di carico frequente
X0, XC1	0,4 ¹	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Decompressione

Nota 1 Per le classi di esposizione X0, XC1, l'ampiezza delle fessure non influenza la durabilità e questo limite è posto per garantire un aspetto accettabile. In assenza di requisiti relativi all'aspetto questo limite può essere mitigato.
 Nota 2 Per queste classi di esposizione, inoltre, si raccomanda che la decompressione sia verificata sotto la combinazione di carico quasi-permanente.

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo w_d , è definito al § 4.1.2.2.4.6.

9. VERIFICA PLINTO PALO PUBBLICA ILLUMINAZIONE H=3,0 m

Azioni di progetto

Le azioni di progetto prese in conto per la verifica dell'opera in oggetto sono:

- carichi permanenti (pesi propri dei materiali strutturali, carichi permanenti non strutturali);
- azione del vento;
- azione sismica.

Carichi permanenti

I carichi permanenti da considerare nelle verifiche di resistenza e stabilità sono rappresentati dai pesi propri degli elementi strutturali e non strutturali.

Azione del vento

Il vento esercita una duplice azione sull'elemento in esame:

- un'azione concentrata, agente sulla sommità del palo, causata dalla pressione esercitata dal vento sull'apparecchio illuminante;
- un'azione distribuita, agente lungo tutto lo sviluppo del palo, causata dalla pressione esercitata dal vento sulla superficie del palo stesso.

Tali azioni si trasferiscono al plinto di fondazione mediante una azione flettente e tagliente.

Per determinare l'entità delle due azioni suddette si è fatto riferimento alle norme CNRDT207/2008 "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni". In particolare, il calcolo è stato effettuato secondo i punti seguenti:

- valutazione della velocità e della pressione cinetica del vento (par. 3.2 della norma di riferimento);
- valutazione dell'azione concentrata del vento sulla sommità del palo (par. 3.3.3 e G.7/Allegato G della norma di riferimento);
- valutazione dell'azione distribuita del vento lungo lo sviluppo del palo (par. 3.3.4 e G.10/Allegato G della norma di riferimento).

Il primo passo è stato quello di determinare la velocità base di riferimento (v_b) in funzione della posizione geografica e dell'altitudine sul livello del mare del sito di costruzione. In particolare, il sito ricade in zona 3 ed ha un'altitudine di 17 m s.l.m.

Successivamente, è stata definita la velocità di riferimento di progetto per un tempo di ritorno di 50 anni ed è stata determinata la categoria di esposizione del sito.

Infine, sono stati valutati il coefficiente di topografia, il coefficiente di esposizione e il coefficiente aerodinamico, tramite i quali è stato possibile determinare la pressione cinetica di picco.

Si riporta di seguito il dettaglio di tali calcoli:

La pressione del vento è calcolata secondo l'espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

Provincia: Napoli **Zona:** 3; **Altitudine:** 17 m s.l.m.; **Tempo di ritorno** Tr: 50 anni;

Velocità di riferimento vb(Tr): 27 m/s; **Pressione cinetica di riferimento** qb: 46 daN/m²

Altezza della costruzione z: 8 m; **Distanza dalla costa:** Entro 10 km dalla costa

Classe di rugosità del terreno: B; **Categoria di esposizione del sito:** III

Coefficiente topografico ct: 1; **Coefficiente dinamico** cd: 1

Coefficiente tabella 3.III $K_t = 0,20 - Z_0 = 0,10 - Z_{\min} = 12$ m

Coefficiente di esposizione ce(z=8) = 1,48

Coefficiente aerodinamico cp = 0,9

La pressione del vento è calcolata secondo l'espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

Si definisce quindi la pressione del vento agente sull'apparecchio illuminante posto a quota 8 m:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 62 \text{ daN/m}^2$$

Si definisce infine la pressione del vento agente lungo lo sviluppo longitudinale del palo di illuminazione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 62 \text{ daN/m}^2$$

Valutazione dell'azione concentrata del vento sulla sommità del palo

La forza concentrata esercitata dal vento sulla sommità del palo può essere calcolata mediante la relazione seguente (par. 3.3.3 della norma di riferimento):

$$F_X = q_p(\bar{z}) \cdot L^2 \cdot c_{FX}$$

in cui:

- q_p è la pressione cinetica di picco del vento;
- Z è l'altezza di riferimento associata al coefficiente di forza;
- L è la lunghezza di riferimento su cui agisce la pressione del vento;
- c_{FX} è il coefficiente di forza secondo la direzione X.
- L'area di riferimento L^2 è stata assunta pari alla proiezione sul piano verticale dell'apparecchio di illuminazione posto sulla sommità del palo.
- Il coefficiente di forza è stato valutato in via approssimata in maniera analoga al caso delle insegne (par. G.7 dell'Allegato G alla norma di riferimento). Di conseguenza, si è assunto un coefficiente di forza pari a 1,8.

Pertanto si ha:

$F_x = 23 \text{ daN}$

Faro $z=3 \text{ m}$

Valutazione dell'azione distribuita del vento lungo lo sviluppo del palo

La forza distribuita esercitata dal vento lungo lo sviluppo del palo può essere calcolata mediante la relazione seguente (par. 3.3.4 della norma di riferimento):

$$f_x(z) = q_p(z) \cdot l \cdot c_{fx}$$

in cui:

- q_p è la pressione cinetica di picco del vento;
- z è la quota sul suolo;
- l è la dimensione di riferimento associata al coefficiente di forza = 0,109 m ($l=d$ diametro medio del palo)
- c_{fx} è il coefficiente di forza.

Per la valutazione del coefficiente di forza e della dimensione di riferimento ad esso associata si è fatto riferimento al caso di elementi strutturali allungati a sezione circolare (par. G.10 dell'Allegato G alla norma di riferimento) = 0,7071.

Pertanto si ha:

Forza del vento per unità di lunghezza: $f_x = 4,78 \text{ daN/m}$

Azione Sismica

Vita Nominale e Classe d'uso

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

La costruzione in oggetto è una struttura ordinaria quindi si assume $V_N \geq 50$ anni.

La costruzione in oggetto è una struttura di "Classe III", così definita:

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.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N * C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito al variare della classe d'uso.

Si ottiene quindi: $V_R = V_N * C_U = 50 * 1,5 = 75$ anni

Azione Sismica

L'azione sismica sul palo di illuminazione è stata considerata mediante l'applicazione di una forza statica equivalente alla forza indotta dall'azione sismica, in sommità del palo.

Il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame, T_1 , è stato valutato utilizzando la seguente formula:

$$T_1 = C_1 * H^{3/4}$$

dove H è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione e C_1 è pari a 0,050 nel caso in esame.

L'entità della forza si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo T_1 e la sua distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato.

La forza da applicare in sommità del palo è pari a:

$$F_h = S_d(T_1) * W * \lambda / g$$

dove $S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto, W è il peso complessivo della struttura, λ è un coefficiente pari a 1 nel caso in esame, e g è l'accelerazione di gravità.

Nel caso in esame è stato considerato lo stato limite SLV (Stato Limite di salvaguardia della Vita). Ai fini della definizione della azione sismica di progetto, deve essere valutata l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, mediante studi specifici di risposta sismica locale.

Si è assunto un suolo di fondazione appartenente alla categoria C e categoria topografica T₂.

Per la determinazione dell'azione sismica le coordinate dell'ubicazione dell'opera in oggetto sono: latitudine 40,86269 e longitudine 14,17206; con tali valori si ricavano, per lo stato limite SLV, i seguenti parametri:

C ₁ = 0.050	S _T = 1.00
H= 3.00 m	S _S = 1.424
T ₁ =C ₁ *H ^{3/4} = 0.114	S=S _T *S _S = 1.424
T _c [*] = 0.336	q= 1.00
C _c = 1.504	S _d (T ₁)= 0.53
F ₀ = 2.399	W= 150 kg (palo) + (9,6 kg) lampada = 160 kg
a _g /g= 0.1920	λ= 1.00

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g = 8,65 \text{ kg}$$

Combinazioni di carico

Le verifiche per i carichi non sismici vengono eseguite allo stato limite ultimo, mediante il metodo dei coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sulle resistenze secondo quanto riportato nel D.M. 17/01/2018.

AZIONI DI CALCOLO:

Le azioni di calcolo Ed si ottengono combinando le azioni caratteristiche secondo la seguente formula di correlazione:

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

dove:

G₁ rappresenta il valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G₂ rappresenta il valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P rappresenta il valore di pretensione;

Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile dominante di ogni combinazione;

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

γ_{G1} , γ_{G2} , γ_{Qi} e γ_P rappresentano i coefficienti parziali di sicurezza, che assumono i valori riportati nella Tabella 2.6.I.

COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI:

Le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni seguente:

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

dove:

E azione sismica per lo stato limite in esame;

G_1 carichi permanenti strutturali al loro valore caratteristico;

G_2 carichi permanenti non strutturali al loro valore caratteristico;

P valore caratteristico dell'azione di pretensione;

ψ_{2i} coefficienti di combinazione delle azioni variabili Q_{ki} ;

Q_{ki} valore caratteristico della azione variabile Q_{ki} .

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

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

Nel caso in esame, essendo le azioni variabili dovute al vento, è stato adottato il coefficiente $\psi_2=0,0$ in base alla Tabella 2.5.I del D.M. 17/01/2018.

Calcolo del plinto di fondazione

Per la struttura di fondazione del palo, sono stati utilizzati i seguenti parametri:

Altezza del plinto $h= 80$ cm

Base del plinto $b= 80$ cm

Peso specifico cls $\gamma_{cls}= 2500$ kg/m³

Peso del Plinto Q = 1280 kg

Peso del palo (solo fusto) $N_p = 150$ kg

Peso del faro $N_{faro} = 9,60$ kg

Altezza palo L = 3,00 m

Peso totale del palo P = 159,60 Kg

Carico verticale totale = 1440 kg

Azione vento concentrata sommità del palo $z=3$ m $F_{x1} = 23$ daN

Forza del vento per unità di lunghezza: $f_x = 4,78$ daN/m

Momento massimo dovuto a f_x $M_f = q_x * f_x * L^2 / 2 = 32$ kgm

Momento massimo dovuto a F_x $M_F = q_x * F_{x1} * L = 103,5$ kgm

Momento totale dovuto al vento $M_v = 135,5$ kgm

Taglio massimo dovuto a f_x $T_f = q_x * f_x * L = 21,5$ kg

Taglio massimo dovuto a F_x $T_F = q_x * F_{x1} = 34,5$ kg

Taglio totale dovuto al vento $F_v = 56$ kg

Forza sismica $F_h = S_d(T_1) * W * \lambda / g = 8,65$ kg

Taglio dovuto al sisma $F_h = 8,65$ kg

Momento dovuto al sisma $M_h = F_h * L / 2 = 13$ kgm

VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE ED ORIZZONTALE

Si riporta di seguito una tabella riportante il calcolo del carico limite del terreno di fondazione:

DATI GEOMETRICI DELLA FONDAZIONE E DI CARICO		
Larghezza della fondazione	B	0,8 m
Profondità del piano di posa	D	1,3 m
Lunghezza della fondazione	L	0,8 m
Angolo di inclinazione del piano di posa	ε	0 °
Angolo di inclinazione del terreno a lato della fondazione	ω	0 °
Componente verticale del carico agente sulla fondazione	Q_v	14,6 kN
Componente orizzontale del carico agente sulla fondazione	Q_h	0,56 kN
Momento agente sulla fondazione in direzione parallela a B	M_B	1,35 kNm
Momento agente sulla fondazione in direzione parallela a L	M_L	0 kNm
Eccentricità in direzione parallela a B	e_B	0,09 m
Eccentricità in direzione parallela a L	e_L	0,00 m
Angolo di inclinazione del carico sulla verticale	δ	2,1965696
Angolo di inclinazione del carico orizzontale rispetto ad L	θ	0
DATI DEL TERRENO		
Peso dell'unità di volume del terreno sopra al piano di posa	γ_1	18 kN/mc
Peso dell'unità di volume del terreno sotto al piano di posa	γ_2	18 kN/mc
Coesione	c	0,01 kPa
Angolo di attrito	ϕ	24 °
$q_{lim} = N_q \gamma_1 D_{sq} \alpha_q \beta_q + N_c D_{sc} \xi_c \alpha_c \beta_c + N_\gamma \gamma_2 B / 2 \zeta_\gamma \xi_\gamma \alpha_\gamma \beta_\gamma$		
COEFFICIENTI DI CARICO LIMITE		
Coefficiente di carico limite per il carico	N_q	9,6033944
Coefficiente di carico limite per la coesione del terreno	N_c	19,32354
Coefficiente di carico limite per il peso del terreno	N_γ	9,4418707
COEFFICIENTI CORRETTIVI PER CARICHI ECCENTRICI		
$B' = B - 2e_B$	B_{eff}	0,62 m
$L' = L - 2e_L$	L_{eff}	0,80 m
COEFFICIENTI CORRETTIVI PER LA FORMA DELLA FONDAZIONE		
Coefficiente correttivo del primo termine	ζ_{sq}	1,3423077
Coefficiente correttivo del secondo termine	ζ_c	1,3820952
Coefficiente correttivo del terzo termine	ζ_γ	0,6924658
COEFFICIENTI CORRETTIVI IN PRESENZA DI CARICHI INCLINATI		
Coefficiente correttivo del primo termine	ξ_{sq}	0,9455173
Coefficiente correttivo del secondo termine	ξ_c	0,9391846
Coefficiente correttivo del terzo termine	ξ_γ	0,9093065
COEFFICIENTI CORRETTIVI PER INCLINAZIONE DEL PIANO DI POSA		
Coefficiente correttivo del primo termine	α_q	1
Coefficiente correttivo del secondo termine	α_c	1
Coefficiente correttivo del terzo termine	α_γ	1
COEFFICIENTI CORRETTIVI PER INCLINAZIONE DEL TERRENO		
Coefficiente correttivo del primo termine	β_q	1
Coefficiente correttivo del secondo termine	β_c	1
Coefficiente correttivo del terzo termine	β_γ	1
CARICO LIMITE CARATTERISTICO DELLA FONDAZIONE		
q_{lim}		3,18 kg/cmq
Coefficiente parziale capacità portante	γ_R	2,30
CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE		
q_{lim}/γ_R		1,38 kg/cmq
RESISTENZA CARATTERISTICA ALLO SCORRIMENTO		
q_{vlim}		6,50 kN
Coefficiente parziale per lo scorrimento	γ_R	1,10
RESISTENZA ALLO SCORRIMENTO DELLA FONDAZIONE		
q_{vlim}/γ_R		5,91 kN

Dalla tabella precedente si evince un carico limite verticale pari a:

$$q_{lim} = 1,38 \text{ kg/cm}^2$$

un carico limite allo scorrimento pari a:

$$q_{vim} = 591 \text{ kg}$$

Le verifiche forniscono:

Peso totale $N = 1440 \text{ kg}$

Peso riempimento: $1500 \text{ kg/mc} \times 0,5 = 750 \text{ kg}$

Momento totale $M_s = 135 \text{ kgm}$

Tensione di compressione massima $\sigma_{max} = N_{tot}/b^2 + 6M_{tot}/b^3 = 0,34 + 0,16 = 0,50 \text{ kg/cm}^2 < 1,38 \text{ kg/cm}^2$

Forza di scorrimento massima $= 56 \text{ kg} < 591 \text{ kg}$

Le verifiche risultano soddisfatte

VERIFICA A RIBALTAMENTO

Momento totale dovuto al vento $M_v = 135 \text{ kgm}$

Taglio totale dovuto al vento $F_v = 56 \text{ kg}$

Momento dovuto al Taglio $M_{fv} = F_v \times h = 56 \text{ Kg} \times 1,5 \text{ m} = 84 \text{ kgm}$

Momento totale destabilizzante $M_T = 219 \text{ Kgm}$

Carico verticale totale (peso plinto + palo) $N = 1440 \text{ kg}$

Peso riempimento: $1500 \text{ kg/mc} \times 0,5 = 750 \text{ kg}$

Carico verticale totale: 2190 kg

Momento stabilizzante $= N \times b/2 = 866 \text{ kgm} > M_T$

La verifica è soddisfatta

CALCOLO DELL'ARMATURA DEL PLINTO

Per il calcolo dell'armatura si considera lo schema di metà plinto assimilato ad una mensola incastrata nell'asse del plinto stesso, caricata dal basso da un carico uniformemente distribuito pari al carico limite del terreno $q_{lim} = 1,38 \text{ kg/cm}^2$

Tale carico genera un momento all'incastro pari a $M_s = 883,2 \text{ kgm}$

Volendo armare il plinto con staffoni f12/20, si ottiene un momento resistente pari a 19.860 kgm

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° strati barre 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	80	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6,79	76

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN

M_{xEd} 0 0 kNm

M_{yEd} 0 0

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰

f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰

E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17

E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?

ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75

$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6

τ_{c1} 1,829

Tipo rottura

Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} 198,6 kN m

σ_c -14,17 N/mm²

σ_s 391,3 N/mm²

ϵ_c 2,814 ‰

ϵ_s 67,5 ‰

d 76 cm

x 3,041 x/d 0,04002

δ 0,7

Tipo Sezione

☒ Rettan.re ☐ Trapezi

☐ a T ☐ Circolare

☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo

☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-

☐ Metodo n

Tipo flessione

☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

o 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

Volendo fare una verifica dell'armatura necessaria in base al momento sollecitante si ottiene:

$$A_{fmin} = M_s / 0,9 h l_s = 88320 / 0,9 \times 76 \times 1200 = 1,08 \text{ cm}^2$$

Verifica Fessurazione

Si riporta di seguito la verifica a fessurazione

In base alle prescrizioni del par. 4.1.2.2.4. del DM2018, per condizioni ambientali "Ordinarie", combinazione delle azioni "quasi permanente", armatura "poco sensibile", il valore limite di apertura della fessura è pari a $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$.

Come sollecitazione flettente è stata considerata quella generata dalla pressione di contatto del carico limite del terreno, come nel paragrafo precedente. I vari coefficienti presenti nella tabella seguente sono stati ricavati nel paragrafo 7.3 delle EC2.

STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1: 2005 Par. 7.3	
Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h 800 [mm]
Larghezza della sezione	b 800 [mm]
Altezza utile della sezione	d 760 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' 40 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c 34 [mm]
Armatura tesa ordinaria	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{s,1}$ 8 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$d_{s,1}$ 12 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{s,1}$ 679 [mm ²]
Armatura tesa di infittimento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{s,2}$ 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$d_{s,2}$ 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{s,2}$ 0 [mm ²]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	f_{ck} 25 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm} 2.6 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm} 31476 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk} 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s 200000 [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s 17 [MPa]
Asse neutro della sezione	x 400 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	α_s 6,35 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	$A_{s,tot}$ 679 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{ct,eff,1}$ 80000 [mm ²] $A_{ct,eff,2}$ 106867 [mm ²] $A_{ct,eff,3}$ 320000 [mm ²] $A_{ct,eff,min}$ 80000 [mm ²]
<p>Fig. 7.3 Area tesa efficace (casi tipici)</p> <p>Legenda</p> <p>a) Trave</p> <p>A Livello del baricentro dell'acciaio</p> <p>B Area tesa efficace, $A_{ct,eff}$</p> <p>b) Piastra</p> <p>B Area tesa efficace, $A_{ct,eff}$</p>	
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{s,eff}$ 0,00848 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ 2.6 [MPa]
Fattore di durata del carico	k_1 0.4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	
	$[e_{sm} - e_{cm}]_{min}$ 0,000051 [-]
	$[e_{sm} - e_{cm}]_{calc}$ -0,000552 [-]
	$[e_{sm} - e_{cm}]$ 0,000051 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s 150 [mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq} 12,00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,ref}$ 200 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1 0,800 [-] k_2 0,500 [-] k_3 3,400 [-] k_4 0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	
	$s_{r,max,1}$ 356 [mm]
	$s_{r,max,2}$ 520 [mm]
	$s_{r,max}$ 356 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	
	$W_{k,lim}$ 0,30 [mm]

Ampiezza delle fessure (di calcolo) w_k **0,02 [mm]**

$$w_k = S_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

prospetto 7.1N Valori raccomandati di w_{max} (mm)

Classe di esposizione	Elementi di calcestruzzo armato normale e precompresso con cavi non aderenti	Elementi precompressi con cavi aderenti
	Combinazione di carico quasi-permanente	Combinazione di carico frequente
X0, XC1	0,4 ¹	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Decompressione

Nota 1 Per le classi di esposizione X0, XC1, l'ampiezza delle fessure non influenza la durabilità e questo limite è posto per garantire un aspetto accettabile. In assenza di requisiti relativi all'aspetto questo limite può essere mitigato.
 Nota 2 Per queste classi di esposizione, inoltre, si raccomanda che la decompressione sia verificata sotto la combinazione di carico quasi-permanente.

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo w_d , è definito al § 4.1.2.2.4.6.

10. CONCLUSIONI

Le analisi condotte e le verifiche effettuate sugli elementi strutturali caratterizzanti la struttura in esame hanno fornito risultati positivi in linea con la nuova normativa vigente (D.M. 17/01/2018).

Le deformazioni e le tensioni risultanti dai calcoli attendono le verifiche agli stati limite, e sono conformi alla qualità dei materiali prescritti. Le ipotesi ed i risultati dei calcoli risultano conformi alle vigenti normative (D. M. 17.01.2018).

Il Progettista