

Comune di Livorno

AREA DI TRASFORMAZIONE URBANISTICA
"NUOVO CENTRO"

PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN FABBRICATO AD USO COMMERCIALE E DIREZIONALE SUL LOTTO DI TERRENO COMPRESO TRA VIA MARRUCCI E VIA GELATI

RELAZIONE TECNICA DELLE STRUTTURE



PROGETTO:

 STUDIO TECNICO GORI

GEOM. FABIO GORI (COORDINATORE DI PROGETTO)

ARCH. SILVIA GHINASSI (COLLABORATORE ALLA PROGETTAZIONE)

GEOM. SANDRA BERTOCCHINI (COLLABORATORE ALLA PROGETTAZIONE)

ING. MICHELE CECIONI (PROG. OPERE STRUTTURALI GETTATE IN OPERA)

ING. LEONARDO MAZZONCINI (PROG. OPERE STRUTTURALI GETTATE IN OPERA)

COMMITTENTE:



AUTOMOBILE CLUB LIVORNO

RTS

RIFERIMENTI NORMATIVI

La seguente relazione di calcolo è stata eseguita in ottemperanza della Normativa vigente con particolare

riferimento a:

- D.P.R. 380/01: "T.U. per l'edilizia e sue successive modifiche ed integrazioni".
- D.M. del 17/01/2018: "Norme Tecniche per le costruzioni".
- C.S.LL.PP. n. 7 del 21/01/2019: "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 17/01/2018.
- Regolamento (UE) n°305/11 del Parlamento Europeo e del Consiglio del 09/03/2011: "Regolamento prodotti da costruzioni".
- UNI EN 13224: "Prodotti prefabbricati di calcestruzzo: Elementi nervati per solai".
- UNI EN 13225: "Prodotti prefabbricati di calcestruzzo: Elementi strutturali lineari".
- UNI EN 13693: "Prodotti prefabbricati di calcestruzzo: Elementi speciali per coperture".
- UNI EN 13369: "Regole comuni per prodotti prefabbricati di calcestruzzo".
- UNI EN 14992: "Prodotti prefabbricati di calcestruzzo: Elementi da parete".

EDIFICIO PREFABBRICATO - SOVRASTRUTTURA

Descrizione:

La struttura è stata calcolata agli Stati Limite ed è costituita da pilastri in c.a.v., travi porta-copertura in c.a.p.

e da tegoli di copertura in c.a.p..

I componenti strutturali quali Pilastri, Travi porta-copertura e tegoli di copertura, sono stati progettati

con resistenza al fuoco: $R=120'$, seguendo le indicazioni dell'EN 1992-1-2. E' stata eseguita un'analisi sismica dinamica lineare elastica modale.

I risultati derivano dalle combinazioni del Peso Proprio, dei Permanenti Strutturali, dei Permanenti non Strutturali e dei Carichi Accidentali, con le seguenti 3 azioni:

1. Sigla S (Azioni Sismiche Dinamiche);
2. Sigla T (Dilatazioni Termiche);
3. Sigla V (Azioni del Vento).

Dati di Progetto:

Le dimensioni massime di ingombro dell'edificio sono: 35.49 x 29.85 m.

La quota di edificazione dell'edificio è posta a 15 m s.l.m. e la distanza dal mare è 1.50 Km.

La costruzione è ubicata nella Regione Toscana, in Provincia di Livorno, via di Levante – comune di Livorno ed è riferita ad un sito con coordinate:

LONG. = 10.326 ° (Est) ; LAT. = 43.532 ° (Nord).

Per la definizione dell'azione sismica, con riferimento alle condizioni contrattuali ed ai risultati della Relazione Geologica, svolta dal Dott. Geol. Liberato Antonio, iscritto all'Ordine dei Geologi della Regione Toscana al n°331, si assumono i seguenti parametri di progetto:

Tipo di costruzione [Paragrafo § 2.4.1]: 2

Vita Nominale [Paragrafo § 2.4.1]: ≥ 50 anni

Classe d'Uso [Paragrafo § 2.4.2]: III

Coefficiente d'Uso [Paragrafo § 2.4.3]: 1.5

Categoria del sottosuolo [Paragrafo § 3.2.2]: "C"

Categoria topografica [Paragrafo § 3.2.2]: T1

Carichi di Progetto:

Sono stati assunti, come da DM 17/01/2018, alla base del calcolo della struttura i seguenti carichi di progetto:

Spinta del Vento in pressione (*Paragrafo § 3.3*): 88 kg/m²

[Zona 3 ; Categoria II ; Classe di Rugosità D: "Mare, Lago ed Aree prive di ostacoli" ; Altezza massima dell'edificio h = 4.60 m].

Sovraccarico Neve (*Paragrafo § 3.4*): 50 kg/m²

[Zona III per il Carico Neve: comprensiva del Carico Neve ($q_N = 49$ kg/m²) e dell'effetto per coperture estese operato dal vento, come raccomandato nel *Paragrafo C3.4.3.2: "Coperture ad una falda"* e nelle *Formule C3.4.3 e C3.4.4* nella *Circolare n°7 del 21/01/2019* ($L_c = 34.59$ m ; $C_{e,f} = 1.00$; $\psi_1 = 0.80$)].

Sovraccarico Cat. H per coperture accessibili per sola manutenzione (*Paragrafo § 2.5.2*): 50 kg/m².

Gli spettri di progetto per l'analisi sismica dinamica sono quelli relativi al sito di costruzione, alle categorie di suolo e topografica indicate e alle seguenti indicazioni:

Valore base del Fattore di comportamento allo SLV [Paragrafo § 7.3.1]: $q_0 = 2.50$;

Fattore riduttivo [Paragrafo § 7.3.1]: $K_R = 1.0$ (edificio regolare in altezza);

Fattore di comportamento [Paragrafo § 7.3.1]: $q = 2/3 \times q_0 \times K_R = 1.50$ (struttura non dissipativa).

Si è tenuto conto di coperture con le seguenti caratteristiche:

Piano Copertura (Rettangolo maggiore) $L = 24.60$ m

Peso medio in opera: 155 kg/m^2

Permanenti per impianti: 20 kg/m^2

Piano Copertura (Rettangolo minore) - $L = 22.10$ m

Peso medio in opera: 180 kg/m^2

Permanenti per impianti: 20 kg/m^2

Per le CU III e IV i tamponamenti sono progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d'interpiano; gli spostamenti allo SLO saranno contenuti al di sotto di $2/3 \times 0.01 \times h$, dove h è l'altezza d'interpiano (*Formula 7.3.12 del Paragrafo § 7.3.6.1*). A favore di sicurezza, si prevede che le tamponature siano progettate in modo tale da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano e che questi ultimi debbano essere inferiori a $0.005 \times h$, dove h è l'altezza di interpiano (*Formula 7.3.12 del Paragrafo § 7.3.6.1*).

La rigidità alle azioni orizzontali della struttura è affidata ai soli pilastri prefabbricati. La profondità di infissione di tutti i pilastri, nei bicchieri di fondazione, è di 110 cm; la profondità di tali bicchieri di fondazione (pari alla profondità d'infissione + 10 cm), è di 120 cm.

Normative di riferimento e tipo di analisi:

È stata adottata l'Analisi sismica dinamica lineare elastica applicata in base al *Paragrafo § 7.3.2*, con le modalità specificate al *Paragrafo § 7.3.3.1* ed al *Paragrafo § 7.3.5*.

E' stato impiegato il Metodo semiprobabilistico agli stati limite applicato in base ai paragrafi:

- *Paragrafi § 2.5 – 2.6*, in cui sono definite le azioni da considerare per gli stati limite ultimi e di esercizio.
- *Paragrafi § 4.1.2 – 4.1.8* in cui si definiscono le resistenze dei materiali, i relativi diagrammi tensione-deformazione e l'analisi della sezione;
- *Paragrafo § 7.3.6* dal quale si ricavano i “Criteri di verifica agli stati limite ultimi” in termini di resistenza e duttilità.
-

Ipotesi di Calcolo:

1. Per la verifica dei pilastri in c.a.v. (rif. *Paragrafo § 7.2.6*), sui quali vanno a scaricare tutte le spinte orizzontali, è stato realizzato un modello strutturale tridimensionale agli elementi finiti in modo da rappresentare correttamente le effettive distribuzioni di massa e di rigidezza dell'edificio, in cui gli elementi prefabbricati (pilastri, travi portanti e coperture) sono stati schematizzati con aste di sezione idonea.

La rigidezza degli elementi verticali è stata ridotta tenendo debitamente in conto dello stato limite considerato e della sollecitazione assiale permanente, con riferimento alla *Figura C7.2.5* nel *Paragrafo § C7.2.6* della *Circolare n°7 del 21/01/2019*.

Per le verifiche di rigidezza tale ipotesi determina un vantaggio della sicurezza, per cui in questo caso non è necessaria una seconda modellazione.

I pilastri sono incastrati alla base nelle strutture di fondazione e collegati in alto a cerniera alle travi porta-copertura; su tali travi gravano i tegoli di copertura, orditi in senso ortogonale ad esse e fissate con vincolo a cerniera.

Gli elementi orizzontali incernierati ai pilastri, svolgendo ai fini dell'analisi sismica la funzione di bielle di collegamento, non sono sede di meccanismi dissipativi e non influenzano con la loro rigidezza, la risposta sismica della struttura; essi sono progettati e verificati a parte sotto l'azione dei carichi ortogonali al loro piano e non si applicano quindi ad essi le indicazioni fornite per le verifiche degli elementi primari “Trave” al *Paragrafo § 7.4.4.1*.

Lo schema strutturale sismo-resistente può essere ricondotto al comportamento della tipologia strutturale “Costruzioni con struttura prefabbricata con pilastri incastrati alla base e orizzontamenti incernierati”, come indicato nel *Paragrafo § 7.4.5.2.1* del DM 17/01/2018.

2. Si considerano le Condizioni di carico fondamentali, in ordine di inserimento con i moltiplicatori delle masse sismiche indicati:

- Carichi Verticali ($M_x=1$; $M_y=1$)

1. Carichi Permanenti Strutturali;

2. Carichi Permanenti non Strutturali;

3. Carichi legati alla destinazione d'uso: Carico Neve ;

4. Carichi legati alla destinazione d'uso: Cat. H.

- Masse sismiche aggiuntive partecipanti al moto (Masse Pannelli)

5. Masse Sismiche "senza peso (*)" in Direzione "X" ($M_x=1$; $M_y=0$);

6. Masse Sismiche "senza peso (*)" in Direzione "Y" ($M_x=0$; $M_y=1$);

(*) Se gravanti a terra o con il peso senza massa conteggiato in altre CCE.

- Carichi orizzontali e verticali non sismici ($M_x=0$; $M_y=0$)

7. □□8. Effetti delle Dilatazioni Termiche (Espansione, Contrazione: $\pm 15^\circ\text{C}$);

9. □□12. Carichi Vento ($x+$; $x-$; $y+$; $y-$).

- Azione Sismica orizzontale

13. □□14. Spinte Sismiche Dinamiche allo SLO [S_x , S_y];

15. □□16. Spinte Sismiche Dinamiche allo SLD [S_x , S_y];

17. □□18. Spinte Sismiche Dinamiche allo SLV [S_x , S_y].

- Azione Sismica verticale

19. Spinte Sismiche Dinamiche Verticali allo SLO (S_z);

20. Spinte Sismiche Dinamiche Verticali allo SLD (S_z);

21. Spinte Sismiche Dinamiche Verticali allo SLV (S_z).

3. I collegamenti tra gli elementi prefabbricati sono appositamente progettati per garantire le condizioni di vincolo previste dallo schema strutturale e possedere capacità di spostamento maggiore della domanda.

Per strutture con pilastri incastrati alla base e orizzontamenti incernierati ad essi, le connessioni dovranno, oltre ad assicurare le trasmissioni delle forze orizzontali nella situazione sismica di progetto senza fare affidamento sull'attrito:

- Per le strutture monopiano non dissipative, possedere una resistenza a taglio non inferiore alla forza orizzontale necessaria per indurre nella sezione di base del pilastro un momento flettente pari al momento resistente ultimo moltiplicato per il fattore di sovra-resistenza $\gamma_{RD} = 1.0$.

4. Per quanto riguarda le Verifiche di Resistenza [RES] dei pilastri (elementi strutturali primari): $R_d \geq E_d - SLV$ a pressoflessione e taglio.

Si osservano, oltre alle regole generali, le prescrizioni specifiche per le "Costruzioni con struttura prefabbricata" relative alla categoria "strutture con pilastri incastrati alla base e collegati mediante cerniere fisse" indicate al *Paragrafo § 7.4.5*:

- Gli effetti delle non Linearità Geometriche al *Paragrafo § 7.3.1* sono presi in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a $1/(1 - \alpha)$, quando α è compreso tra 0.1 e 0.2, e possono essere trascurati quando α è minore di 1. Nel caso di analisi lineare, α non potrà superare il valore di 0.2.

5. Le travi porta-copertura sono realizzate in cemento armato precompresso; i nodi tra le travi ed i pilastri sono realizzati mediante spinotti metallici uscenti dalle teste o dalle rastremazioni dei pilastri o delle mensole che vanno ad inserirsi in fori predisposti nelle travi e che sono sigillati con getti in c.a. in opera.

Tali nodi sono assimilati nel calcolo a collegamenti fissi con vincolo a cerniera. Per il comportamento ai fini dell'analisi descritto al Punto (1), tali elementi possono essere verificati a parte con un software apposito.

6. Gli elementi di copertura sono travi a sezione variabile in c.a.p.. I nodi tra gli elementi di copertura e le travi portanti sono realizzati mediante collegamenti fissi di tipo meccanico costituiti da viti e/o barre filettate certificate post installate. Tali nodi sono assimilati nel calcolo a collegamenti fissi con vincolo di cerniera. Valgono gli stessi criteri di verifica indicati per le travi portanti.

7. Gli spostamenti ultimi di calcolo sono tali da non creare perdita di connessione dei vincoli delle strutture portanti e di instabilità degli elementi portati come i pannelli di tamponamento. L'edificio è isolato e quindi non necessita di verifica relativa a costruzioni contigue (martellamento).

8. I tamponamenti esterni sono realizzati mediante un pannello composito in lamiera (all'esterno) ed un pannello di coibentazione (all'interno) sorretti da telai in acciaio con montanti verticali e correnti orizzontali. L'altezza varia da 4,50 a 5,50 m.; i montanti verticali sono appoggiati su un cordolo in c.a. di dimensioni 60x20 cm. ed ancorati, superiormente, alla trave prefabbricata di coronamento della copertura. Il peso proprio del tamponamento è di 60 kg/m². Il vincolo superiore trasmette all'edificio prefabbricato solo forze agenti perpendicolarmente al tamponamento (vento), la rigidità della struttura prefabbricata è tale da garantire l'integrità del tamponamento, tenuto conto anche della tipologia del tamponamento stesso. Il peso proprio e le azioni verticali si scaricano direttamente sul cordolo di appoggio senza interferire sullo schema statico del capannone.

9. Il mantenimento della funzionalità degli impianti fissi [FUN] e la loro stabilità [STA] dovranno essere verificati sotto gli effetti prodotti dagli spostamenti e dalle accelerazioni della struttura principale come indicato in *Tabella 7.3.III*. Tale verifica è demandata ad altro progettista.

10. Sono state inserite le dilatazioni termiche $\Delta t = \pm 15^{\circ}\text{C}$ a livello del Piano Copertura.

11. I calcoli sono stati condotti ipotizzando per il Piano Copertura impalcati a telai indipendenti.

12. Le sollecitazioni per il calcolo delle fondazioni sono comprensive dell'eventuale azione tangente del vento, come previsto dai *Paragrafi* § 3.3.5 della NTC 2018.

FONDAZIONI

Le fondazioni sono state previste in plinti isolati dotati di bicchieri per l'alloggiamento delle basi dei pilastri prefabbricati; l'altezza dei bicchieri è pari a 120 cm. con pareti verticali di spessore 20 cm. e dimensioni interne di 75x75 cm. Le platee di base hanno tutte dimensioni 380x380x30 cm. eccetto i plinti nn. 4 e 9 di dimensioni

400x400x40 cm. Vi sono, inoltre, 2 plinti che danno alloggio a 2 pilastri (ognuno) aventi platea di base 463x380x30 cm.

Tutti i plinti sono collegati da cordoli di sez. 30x40 cm. in accordo al p.to 7.2.5 del citato D.M. 17.01.2018.

La pressione massima sul terreno di appoggio, nella condizione di carico più gravosa, vale: $E_d = 1,02 \text{ daN/cm}^2$ e risulta abbondantemente inferiore alla pressione di progetto $R_d = 2,59 \text{ daN/cm}^2$.

Tutte le verifiche di resistenza degli elementi dei plinti (platea e pareti verticali) sono state effettuate allo stato Limite Elastico – non dissipativo (anche per le condizioni di carico Statiche) così come previsto al p.to 7.2.5.

I cordoli di collegamento sono stati dimensionati sulla base della formula:

$$\pm 0,4 N_{SD} a_{max}/g \quad (\text{p.to 7.2.5.})$$

dove N_{SD} = valore massimo delle forze verticali agenti sui pilastri;

$$a_{max} = a_g \times S;$$

a_g = accelerazione orizzontale massima per SLC;

$$S = S_S \times S_T.$$

Nella verifica del cordolo è stata messa in conto anche l'eccentricità costruttiva del cordolo stesso rispetto all'asse del pilastro.

Progettista Opere Strutturali

Ing. Michele Cecioni