



COMUNE DI MILAZZO

CITTA' METROPOLITANA DI MESSINA



PROGETTO ESECUTIVO

(Art. 23 c. 8 D.Lgs. 50/2016)

1° LOTTO FUNZIONALE

LAVORI DI REALIZZAZIONE DI UN PARCHEGGIO
MULTIPIANO IN ACCIAIO IN VIA G.B. IMPALLOMENI

Piano Nazionale
di Ripresa e Resilienza
#NEXTGENERATIONITALIA

"RIGENERAZIONE URBANA"
M5C2 - INVESTIMENTO 2.1

CUP H51B21001780005

IL PROGETTISTA:
(Ing. PIETRO CURRERI)

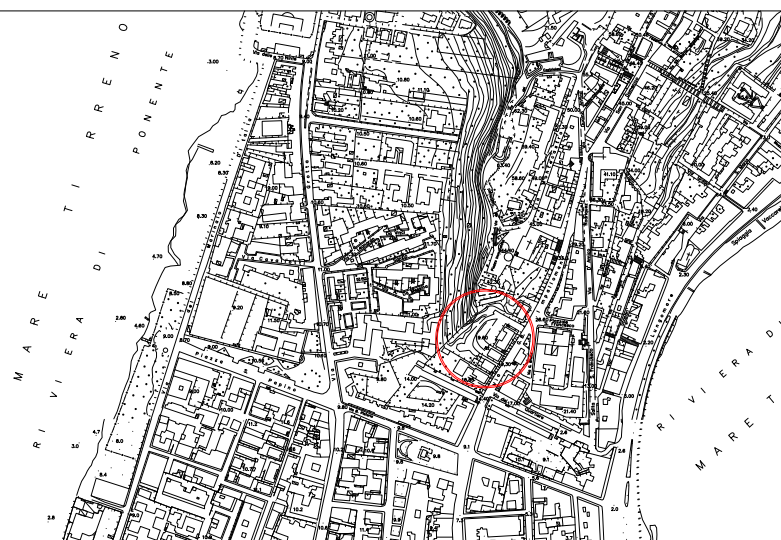


DATA:

REV.:

TAV.: STR.06

RAPP.:



RELAZIONE DI CALCOLO
STRUTTURE SCALA

VISTI ed APPROVAZ.

IL RUP.:
(Arch. Natale Otera)

IL DIRIGENTE DEL 6° SETTORE:
(Dott. Domenico Lombardo)

Visto IL SINDACO:
(Dott. Giuseppe Midili)

Visto L'ASSESSORE AI LL.PP.:
(Ing. Santi Romagnolo)

Ing. PIETRO CURRERI - Via Firenze n. 3 - 98047 Saponara (ME)
mail ingcurreri@me.com - pec pietro.curreri@ingpec.eu tel. 090333826 - 330242192

Progetto: Realizzazione di un parcheggio in via G.B. Impallomeni

Committente: Comune di Milazzo

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE SCALA

INDICE

1	PREMESSA	4
2	INDIVIDUAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	4
3	DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA.....	5
3.1	Caratteristiche dei materiali	6
3.2	Caratteristiche del terreno.....	6
4	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	7
5	ANALISI DEI CARICHI	9
5.1	Peso grigliato e parapetto.....	9
5.2	Sovraccarichi variabili.....	9
5.3	Sovraccarico da neve	9
5.4	Sovraccarico da vento	10
6	VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA	11
6.1	Classe di duttilità e fattore di comportamento	12
7	AZIONI SULLA STRUTTURA	13
7.1	Definizione delle masse associate al sisma.....	13
7.2	Combinazioni di carico	14
7.3	Combinazioni delle componenti dell'azione sismica	16
7.4	Esplicitazione delle combinazioni considerate	16
8	MODELLAZIONE STRUTTURALE	18
8.1	Restituzione sintetica dei risultati.....	19
9	PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI ALLO SLU E SLV	20
9.1	Verifiche allo SLU	21
9.1.1	Verifica delle colonne.....	21
9.1.2	Verifica delle travi	21
9.2	Verifiche allo SLV.....	23
9.2.1	Verifica dei controventi verticali.....	23
9.2.2	Verifica delle colonne.....	23
9.2.3	Verifica delle travi	23
9.2.4	Verifica grigliato scale.....	24
10	VERIFICA ALLO SLE E ALLO SLD	24
10.1	Verifiche allo SLE	25
10.2	Verifiche allo SLD	26
11	PROGETTO E VERIFICA DEI COLLEGAMENTI	28
11.1	Collegamento delle diagonali verticali di controvento	28
11.1.1	Verifica bulloni	28
11.1.2	Verifica sezione netta.....	28
11.2	Collegamento saldato del dado alla base della colonna.....	29
11.3	Collegamento del cosciale alla Colonna.....	30
11.3.1	Verifica bulloni	30
12	SOFTWARE UTILIZZATO.....	31
12.1	Codice di calcolo, solutore e affidabilità dei risultati.....	31

12.2	Valutazione dei risultati e giudizio motivato sulla loro accettabilità	33
12.3	Prestazioni attese al collaudo	34

1 PREMESSA

La presente **RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE** si riferisce al **PROGETTO ESECUTIVO PER LA REALIZZAZIONE DI UNA SCALA METALLICA A SERVIZIO DI UN PARCHEGGIO**.

L'opera da realizzarsi è una scala in acciaio realizzato secondo la tipologia a controventi concentrici (non dissipativi) e sarà a servizio di una autorimessa per veicoli di massa complessiva a pieno carico pari a 30kN.

Nel prosieguo vengono esposti i punti chiave relativi all'analisi dei carichi, alla modellazione e analisi della struttura, al progetto ed alla verifica delle strutture in elevazione, il tutto nel rispetto delle prescrizioni riportate nel D.M. 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni" (NTC 2018); in particolare il manufatto sarà concepito in modo da esibire il comportamento strutturale non dissipativo così come previsto nel paragrafo 7.2.2 delle NTC 2018.

2 INDIVIDUAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

Il sito oggetto del presente intervento, ricadente nel Comune di Milazzo (ME), è riportato nella immagine satellitare (**Figura 1**) dalla quale si evincono, oltre al contesto circostante, le coordinate geografiche da cui saranno derivate alcune delle azioni di carattere "naturale" che interessano la struttura. In particolare le coordinate geografiche che individuano il sito sono:

Latitudine N 38.22674

Longitudine E 15.24104

L'altitudine media del sito è pari a: 20.00 m s.l.m.

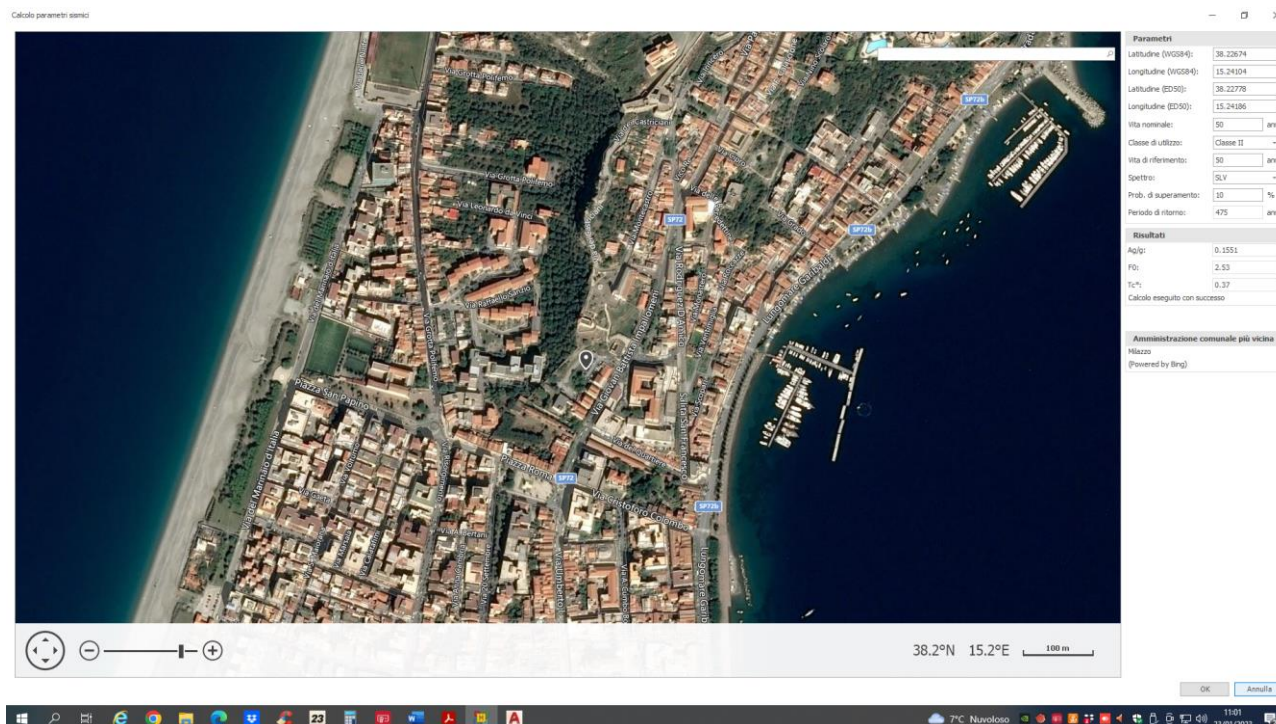


Figura 1. Veduta satellitare: Inquadramento del contesto circostante.

La configurazione topografica è pressoché pianeggiante; di conseguenza la categoria topografica di appartenenza, ai sensi delle vigenti normative è la **T1** “superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^{\circ}$ ”.

3 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

La scala sarà a due rampe realizzata con colonne verticali in profili quadrati cavi 120x120x10 alla cui estremità viene inserita una barra filettata M60 in acciaio, per ottenere una regolazione in altezza di tipo macrometrica; in tal modo il progettista riesce a recuperare il dislivello del terreno utilizzando profili di identiche dimensioni per tutta la struttura.

I cosciali saranno realizzati con profili UPN 200 ed i controventi verticali saranno realizzati con piatti 100x10 mm seguendo sempre lo schema a croce tipico dei controventi concentrici.

Il sistema resistente è interamente di tipo pendolare con pilastri, travi e controventi connessi tra loro con giunti di tipo cerniera.

La colonna sarà poggiata su una piastra 60x60 cmq con giunto a cerniera che risulta fissata direttamente alla pavimentazione stradale inghisando 4 barre M24 con resina epossidica.

Tutti gli elementi della struttura principale in elevazione sono in acciaio tipo S355.

3.1 Caratteristiche dei materiali

La carpenteria metallica verrà realizzata in acciaio S355. L'acciaio utilizzato sarà conforme alle norme armonizzate della serie UNI EN 10025 per i profili laminati e UNI EN 10210 per i profili tubolari, recante marcature CE. Per l'accertamento delle caratteristiche meccaniche indicate nel seguito, il prelievo dei saggi, la posizione nel pezzo da cui essi devono essere prelevati, la preparazione delle provette e le modalità di prova devono rispondere alle prescrizioni delle norme UNI EN ISO 377:1999, UNI 552:1986, EN 10002-1:2004, UNI EN 10045-1:1992.

I valori nominali dell'acciaio S355 per la progettazione sono:

- Resistenza di snervamento caratteristica: $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$;
- Resistenza a rottura caratteristica: $f_{tk} = 510 \text{ MPa}$;
- Modulo Elastico: $E = 210000 \text{ MPa}$;
- Modulo di Poisson: $\nu = 0.3$
- Modulo Elastico Tangenziale: $G = \frac{E_s}{2(1+\nu)} = 80770 \text{ N/mm}^2$
- Peso Specifico: $\gamma_{steel} = 78000 \text{ N/mm}^3$.
- Coefficienti di sicurezza del materiale:

Resistenza delle sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1.05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1.05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1.10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1.25$

I bulloni, conformi per le caratteristiche dimensionali alle norme UNI EN ISO 4016:2002 e UNI 5592:1968, saranno di classe 8.8. I valori caratteristici della classe di bulloni utilizzata sono:

- Resistenza di snervamento caratteristica: $f_{yb} = 640.00 \text{ MPa}$
- Resistenza a rottura caratteristica: $f_{tb} = 800.00 \text{ MPa}$

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni previste dalle NTC 2018.

Una descrizione completa delle caratteristiche dei materiali viene riportata nella Relazione sui Materiali.

3.2 Caratteristiche del terreno

Dalle indagini eseguite risulta che il suolo di fondazione appartiene alla categoria B.

Per maggiori dettagli e considerazioni si rimanda alla relazione geotecnica e alla documentazione geologica allegata.

4 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Il calcolo delle sollecitazioni e la verifica delle strutture sono condotti nel rispetto delle prescrizioni della normativa vigente ed in particolare delle seguenti norme:

- **Legge 5/11/1971 n. 1086:** Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- **D.M. M.II.TT. 17/01/2018:** Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni, Gazzetta Ufficiale n.42 del 29 febbraio 2018;
- **Circolare 21 gennaio 2019** contenente le Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 17 gennaio 2018;
- **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici**, "Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive", Febbraio 2008.
- **D.M. Ministero LL.PP. 11/3/1988:** 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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- **EN 1998-1 (2004) - Eurocode 8:** Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 1: General Rules, Seismic Action and Rules for Buildings, December 2004;
- **EN 1998-3 (2005) - Eurocode 8:** Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 3: Assessment and Retrofitting of buildings, June 2005.
- **Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76):** "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche" Indicazioni progettuali per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.
- **C.N.R. n. 10024/1986:** "Analisi di strutture con l'elaboratore. Impostazione e redazione delle relazioni di calcolo"
- **EN 1993 (2005) - Eurocode 3:** Design of Steel Structures, Agosto 2005.
- **UNI EN 1047** "Lamiera e nastri di acciaio per impieghi strutturali, zincati per immersione a caldo in continuo. Condizioni di fornitura"
- **Norme sulle saldature:**

- **UNI EN 287**
- **UNI EN 473**
- **UNI EN 571**
- **UNI EN 1011-1**
- **UNI EN 1011-2**
- **UNI EN 1090**
- **UNI EN 22553**
- **UNI EN 4063**
- **UNI EN 5817**
- **UNI EN 9692**
- **UNI EN 14731**
- **UNI EN 15614**
- **UNI EN 17635**
- **UNI EN 23227**

È stata comunque consultata anche la precedente normativa:

- **D.M. Ministero LL.PP. 09/01/1996** “Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”
- **UNI - CNR 10011** “Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione”.
- **UNI - CNR 10022** “Profili formati a freddo: istruzioni per l'impiego nelle costruzioni”.

5 ANALISI DEI CARICHI

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

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del DM 17/01/2018.

I carichi agenti sulla struttura sono costituiti dai carichi verticali fissi e variabili. I carichi verticali fissi sono dovuti al peso proprio dei solai, degli elementi strutturali (travi, pilastri e controventi), e delle opere di finitura definiti carichi permanenti non strutturali. La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

5.1 Peso grigliato e parapetto

- Peso proprio grigliato e parapetto $G_{1,k}$ **0.30 kN/m²**

5.2 Sovraccarichi variabili

I carichi variabili sono legati alla destinazione d'uso dell'opera; per essi si assumono i seguenti valori caratteristici:

- **$Q_k = 4.00 \text{ kN/m}^2$** (scale ad uso pubblico);

5.3 Sovraccarico da neve

Il carico da neve viene definito come:

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

Il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo q_{sk} è fornito in funzione della zona geografica e dell'altitudine del sito; in particolare per la struttura in oggetto, essendo la stessa situata nel comune di Bologna ad una altitudine media sul livello del mare pari a 20.00 m ricade nella Zona III. Considerando un'esposizione di tipo normale il coefficiente di esposizione C_E ed il coefficiente termico C_t vengono posti pari all'unità. In ultima analisi il coefficiente di forma viene assunto costante e pari a $\mu_i = 0.80$ in virtù della copertura piana adottata. In definitiva il carico da neve in copertura viene preso pari a:

$$q_{sk} = 61.22 \text{ kg/m}^2$$

da cui deriva che:

$$q_s = 0.80 \cdot 61.22 \cdot 1 \cdot 1 = 48.98 \text{ kg/m}^2$$

Sul piano della definizione della parte di carico da considerare nelle eventuali condizioni di esercizio e, soprattutto, nella definizione della “massa sismica” derivante da esso, si fa riferimento alla tabella 2.5.I Il carico da neve ad altitudine inferiore ai 1000 m s.l.m. prevede i seguenti valori dei coefficienti di combinazione:

$$\psi_0=0.5$$

$$\psi_1=0.2$$

$$\psi_2=0.0$$

5.4 Sovraccarico da vento

La pressione del vento è calcolata secondo l'espressione:

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

Provincia: Messina

Zona: 4

Altitudine: 20 m s.l.m

Tempo di ritorno T_r : 50 anni;

Velocità di riferimento $v_r(T_r)$: 28 m/s

Pressione cinetica di riferimento q_r : 46.49 Kg/m²

Altezza della costruzione z : 6 m (z_{min} : 4m)

Classe di rugosità del terreno: C

Categoria di esposizione del sito: II

Coefficiente topografico c_t : 1

Coefficiente dinamico c_d : 1

Coefficiente di esposizione $c_e(z)$: $c_e(z = 6\text{m}) = 2.04$; $c_e(z_{min} = 4\text{ m}) = 1.8$

In definitiva, a vantaggio di sicurezza, la pressione del vento considerata ai fini delle verifiche è pari a 58 kg/mq sia sulle pareti verticali sia sull'impalcato del primo livello dove il verso è stato considerato verso il basso. Per la copertura della tettoia fotovoltaica sono stati considerati 95 kg/mq in depressione e 50 kg/mq in pressione.

Sul piano della definizione della parte di carico da considerare nelle eventuali condizioni di esercizio e, soprattutto, nella definizione della “massa sismica” derivante da esso, si fa riferimento alla tabella 2.5.I delle NTC 2018 che il carico da vento prevede i seguenti valori dei coefficienti di combinazione:

$$\psi_0=0.6$$

$$\psi_1=0.2$$

$$\psi_2=0.0$$

6 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Ai sensi della vigente normativa (D.M. 17/01/2018), la struttura può essere classificata, sulla base della destinazione d'uso della costruzione al cui servizio viene realizzata, come segue:

la Classe d'Uso considerata per la determinazione della finestra temporale a cui riferire le azioni sismiche da assumere sulla struttura è la **Classe II** (*"Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in classe d'uso III o in classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti"*); a tale classe corrisponde un **coefficiente d'uso $C_U = 1.00$** (cfr. tabella 2.4.II del D.M. 17/01/2018). Pertanto, il periodo di riferimento V_R per l'azione sismica risulta essere pari a:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1.0 = 50 \text{ anni}$$

Sulla base di queste assunzioni è possibile definire il periodo di ritorno T_R rispetto al quale calcolare l'azione sismica da assumere per le verifiche.

Verranno condotte verifiche sismiche rispetto ai seguenti stati limite:

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

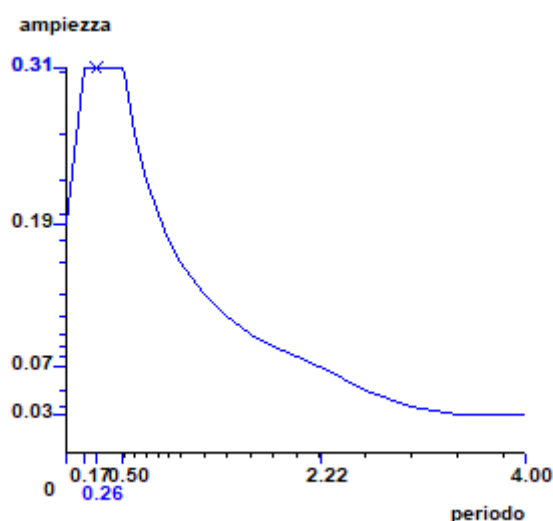
Sulla base delle assunzioni richiamate, si ottengono Periodi di Ritorno T_R pari a 30 anni per lo Stato Limite di Operatività, 50 anni per lo Stato Limite di Danno e 475 per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita. Per tali valori del Periodo di Ritorno, si ottengono i parametri caratteristici dell'azione sismica riportati nella seguente tabella.

	TR	ag/g	FO	TC*	CC	Ss	Pga (ag*S) (m/s^2)
SLO	30	0.0524	2.4140	0.28	1.42	1.20	0.617
SLD	50	0.0419	2.5850	0.25	1.46	1.20	0.493
SLV	475	0.1055	2.4700	0.28	1.42	1.20	1.242
SLE	475	0.1551	2.5290	0.37	1.34	1.20	1.826
SLC	975	0.1954	2.5770	0.39	1.33	1.20	2.298

Tabella 1. Parametri Caratteristici dell'azione Sismica.

Per il sito di interesse, si può assumere una **Categoria Topografica T1** in quanto l'edificio oggetto di intervento è ubicato su un suolo pianeggiante (si rimanda alla relazione geotecnica per maggiori delucidazioni) per cui il **coefficiente di amplificazione topografica S_T** sia pari a **1.00**.

Di seguito si riporta l'immagine dello spettro allo SLV.



Spettro allo SLV

6.1 Classe di duttilità e fattore di comportamento

Il comportamento strutturale previsto per la costruzione è non dissipativo e pertanto, secondo il par. 7.3.1 delle NTC 2018, il fattore di comportamento può assumere un valore compreso fra 1 ed 1.5 secondo la seguente espressione:

Per le strutture a comportamento strutturale non dissipativo si adotta un fattore di comportamento q_{ND} , ridotto rispetto al valore minimo relativo alla CD "B" (Tab. 7.3.II) secondo l'espressione:

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD"B"} \leq 1,5 \quad [7.3.2]$$

NTC 2018 par. 7.3.1 fattore q

La struttura in acciaio oggetto della progettazione è classificabile come “Struttura con controventi concentrici a diagonale tesa attiva” (NTC 2018, §7.5.2.1) a cui è associato un fattore di comportamento per la CD “B” pari a 4.0 (tab. 7.3.II). Di conseguenza il fattore di comportamento adottato per l’analisi sismica sarà:

$$q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD"B"} = 1.50$$

Nei paragrafi seguenti si riporta in dettaglio lo sviluppo del progetto.

7 AZIONI SULLA STRUTTURA

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni delle NTC 2018.

I pesi propri degli elementi strutturali sono valutati automaticamente dal software di analisi strutturale utilizzato. Su tutti gli elementi strutturali è possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite (variabili con legge lineare ed agenti lungo tutta l’asta o su tratti limitati di essa).

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

7.1 Definizione delle masse associate al sisma

Le azioni sismiche orizzontali sono valutate tenendo conto delle masse sismiche associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

dove, con il simbolo ψ_{2j} si denota il coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi permanente dell’azione variabile Q_{kj} .

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

Tabella 2. Valori dei coefficienti di combinazione

7.2 Combinazioni di carico

Come richiesto dalle NTC 2018, la sicurezza di una struttura deve essere valutata in relazione all'insieme degli stati limite che verosimilmente possono verificarsi nel corso della sua vita utile, intendendo per stato limite una condizione oltre la quale la struttura non è più in grado di soddisfare le esigenze per cui è stata progettata.

Specificamente, la struttura nel suo complesso e ciascuna delle sue membrature devono soddisfare i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU);
- sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE);
- robustezza nei confronti di azioni accidentali, quali quelle derivanti dal fuoco, da urti, etc..

Per ciascuno stato limite devono essere individuati scenari di carico rappresentativi delle possibili combinazioni delle azioni. Nel caso specifico si considerano le azioni permanenti, comprensive del peso proprio degli elementi strutturali (G_1) e del peso proprio degli elementi non strutturali (G_2), le azioni variabili (Q) e le azioni sismiche (E).

Ai fini delle verifiche le suddette azioni sono combinate tra loro come di seguito simbolicamente specificato:

- Combinazione fondamentale (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \sum_j \psi_{0j} Q_{kj}$$

- Combinazione caratteristica (SLE):

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_j \psi_{0j} Q_{kj}$$

- Combinazione frequente (SLE):

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} Q_{k1} + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

- Combinazione quasi-permanente (SLE):

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

- Combinazione sismica:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} + E$$

I valori dei coefficienti di combinazione dei carichi variabili si desumono dalla tabella 2.5.I NTC ed esattamente sono quelli già riportati in **Tabella 2**.

Nelle combinazioni sismiche è stato considerato anche l'effetto degli spostamenti relativi del terreno sul piano orizzontale come specificato nel par. 3.2.4 delle NTC 2018.

I coefficienti parziali di amplificazione dei carichi assumono i valori riportati in tabella 2.6.I NTC facendo riferimento alla colonna denominata A1-STR relativa alle verifiche di natura strutturale; le altre colonne EQU e A2-GEO fanno riferimento rispettivamente alle verifiche volte a garantire la stabilità dell'equilibrio e le condizioni di natura geotecniche. Per ogni tipologia di carico sono riportati 2 distinti coefficienti: il primo da assumere nel caso in cui il carico da amplificare agisca sulla struttura in modo da aumentarne la sicurezza e quindi sia favorevole ai fini della verifica; il secondo da assumere nel caso in cui il carico rappresenti un aggravio sulla struttura rispetto alle condizioni di verifica e quindi sia sfavorevole ai fini della verifica.

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 3. Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

Si può notare che, per il caso specifico, caratterizzato da più tipologie di sovraccarico variabile (vento, neve, termica, autorimesse per mezzi < 30 kN) considerare le condizioni più sfavorevoli comporta la necessità di

definire numerose combinazioni di carico sia allo SLU che allo SLE; tali combinazioni verranno riportate nei paragrafi seguenti.

7.3 Combinazioni delle componenti dell'azione sismica

Il sisma viene convenzionalmente considerato come agente separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate per tenere conto che, nella realtà, il moto del terreno durante l'evento sismico ha direzione casuale. In accordo con le prescrizioni previste nelle NTC 2018, per ottenere l'effetto complessivo del sisma, a partire dagli effetti delle direzioni calcolati separatamente, si è provveduto a sommare i massimi ottenuti in una direzione con il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione ortogonale.

$$\pm E_x \pm 30\% \cdot E_y$$

$$\pm 30\% \cdot E_x \pm E_y$$

L'azione sismica verticale non è stata considerata in quanto non si è in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, di elementi principali precompressi o di elementi a mensola di luce superiore a 4 m.

7.4 Esplicitazione delle combinazioni considerate

Le combinazioni sono state ottenute amplificando uno alla volta, a rotazione, i singoli sovraccarichi variabili e applicando ai restanti i coefficienti di contemporaneità nelle condizioni di allo SLU, mentre nelle combinazioni di carico in condizioni sismiche (SLV, SLD e SLO) essi vengono corretti contemporaneamente mediante i coefficienti ψ_{2i} introdotti nel capitolo 5.

	γ_G	γ_G			
G₁	1.30	1.00			
G₂	1.30	1.00			
	γ_Q	γ_Q	ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
Q_k	1.50	0.00	0.70	0.70	0.60
Q_v	1.50	0.00	0.60	0.20	0.00
Q_n	1.50	0.00	0.50	0.20	0.00
Q_t	1.50	0.00	0.60	0.50	0.00

Tabella 4. Coefficienti di contemporaneità utilizzati per i carichi.

In Tabella 4 sono riportati i coefficienti di contemporaneità utilizzati per i carichi considerati al fine di derivare le combinazioni di carico.

- G_1 e G_2 sono rispettivamente il peso proprio strutturale ed il sovraccarico permanente considerato alla stregua del peso proprio in termini di γ_G
- Q_k è il sovraccarico accidentale per autorimesse con mezzi < 30 kN
- Q_v è il sovraccarico da vento applicato verticalmente sugli elementi orizzontali dell'impalcato, considerato positivo verso il basso
- $Q_{v,x}$ e $Q_{v,y}$ sono i sovraccarichi da vento lungo le due direzioni principali in pianta
- Q_n è il carico da neve
- Q_t sono le variazioni termiche

Per l'esplicitazione delle varie combinazioni si rimanda al "Fascicolo dei calcoli".

Infine, nell'ipotesi di soletta non collaborante e di impalcato non infinitamente rigido nel proprio piano sarebbe lecito limitare il numero di combinazioni di carico sismiche a 8 in luogo delle consuete 32. Infatti, in tale situazione, l'impalcato considerato come non infinitamente rigido, non contribuisce alla ripartizione delle azioni sismiche tra i telai verticali. Nel calcolo verranno comunque considerate le eccentricità accidentali.

8 MODELLAZIONE STRUTTURALE

La struttura viene modellata tridimensionalmente mediante il metodo degli elementi finiti (FEM); la modellazione della struttura è realizzata tramite elementi *beam* (travi, pilastri e controventi).

L'input della struttura avviene per elementi finiti in un ambiente grafico; il modello di calcolo agli elementi finiti viene generato quindi direttamente dal progettista.

Apposite funzioni consentono la creazione e la manutenzione di archivi Sezioni, Materiali e Carichi. L'utente non può modificare il codice ma soltanto eseguire delle scelte come:

- definire i vincoli di estremità per ciascuna asta (vincoli interni) e gli eventuali vincoli nei nodi (vincoli esterni);
- modificare i parametri necessari alla definizione dell'azione sismica inserendo degli spettri tramite file di testo;
- definire condizioni di carico;
- definire gli impalcati come rigidi o meno.

La modellazione è realizzata tramite elementi *beam* rilassando i vincoli rotazionali agli estremi, in questo modo è possibile riprodurre il comportamento pendolare della struttura imponendo che siano non nulle le sole sollecitazioni di taglio e sforzo assiale in corrispondenza dei nodi.

Gli elementi di controvento verticali e orizzontali vengono modellati per offrire resistenza e rigidezza solo quando tesi.

Il meccanismo resistente che riporta le sollecitazioni ai controventi verticali è caratterizzato dalla presenza di una struttura reticolare orizzontale in cui sono presenti le diagonali tese e le travi compresse; queste ultime infine risultano pressoinflesse per effetto dei carichi verticali applicati.

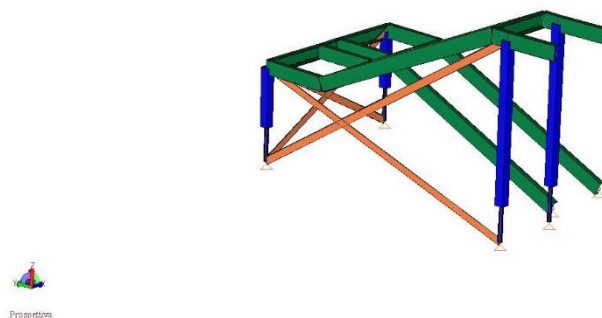
I vincoli alla base delle colonne sono stati modellati come cerniere sferiche cedevoli agli spostamenti orizzontali e verticali dotati di una rigidezza il cui valore è stato valutato sulla scorta delle prove eseguite in situ per il cui calcolo si rimanda allo specifico paragrafo. È stata tenuta in debito conto anche degli effetti indotti sulla sovrastruttura a causa della presenza di spostamenti relativi terreno di fondazione sul piano orizzontale applicando una deformazione imposta alle combinazioni sismiche del modello. Il valore di tali spostamenti relativi è stato calcolato secondo quanto indicato nel par. 3.2.4 delle NTC 2018. Per i dettagli si rimanda allo specifico paragrafo della presente relazione.

La base delle colonne interessate dai controventi verticali sono provvisti inoltre di un collegamento orizzontale costituito da un elemento pendolare.

Le analisi e le verifiche sono state condotte con il metodo degli stati limite (SLU ed SLE) utilizzando i coefficienti parziali della normativa di cui al DM 17.01.2018.

L'analisi delle sollecitazioni è stata effettuata in campo elastico lineare, per l'analisi sismica si è effettuata una **analisi statica equivalente** con fattore di comportamento $q=1.50$.

Di seguito si riporta una rappresentazione grafica della discretizzazione operata. In particolare i modelli messi a punto sono tre. Il primo rappresenta il parcheggio con le due rampe carrabili mentre il secondo ed il terzo rappresentano le due scale presenti in quanto sono strutturalmente separati.



Vista tridimensionale del modello di calcolo

Tutti i risultati del calcolo sono forniti, oltre che in formato numerico, anche in formato grafico nella presente relazione, permettendo così di evidenziare agevolmente eventuali incongruenze.

Il programma adoperato consente la stampa di tutti i dati di input del modello strutturale utilizzato, dei risultati del calcolo dei diagrammi delle sollecitazioni e delle deformate. Nell'allegato "Fascicolo di calcolo" sono riportati i valori numerici delle coordinate di nodi ed elementi, i vincoli interni ed esterni adottati e i carichi applicati alle travi.

8.1 Restituzione sintetica dei risultati

Di seguito si riportano le immagini degli Indici di Resistenza degli elementi strutturali.

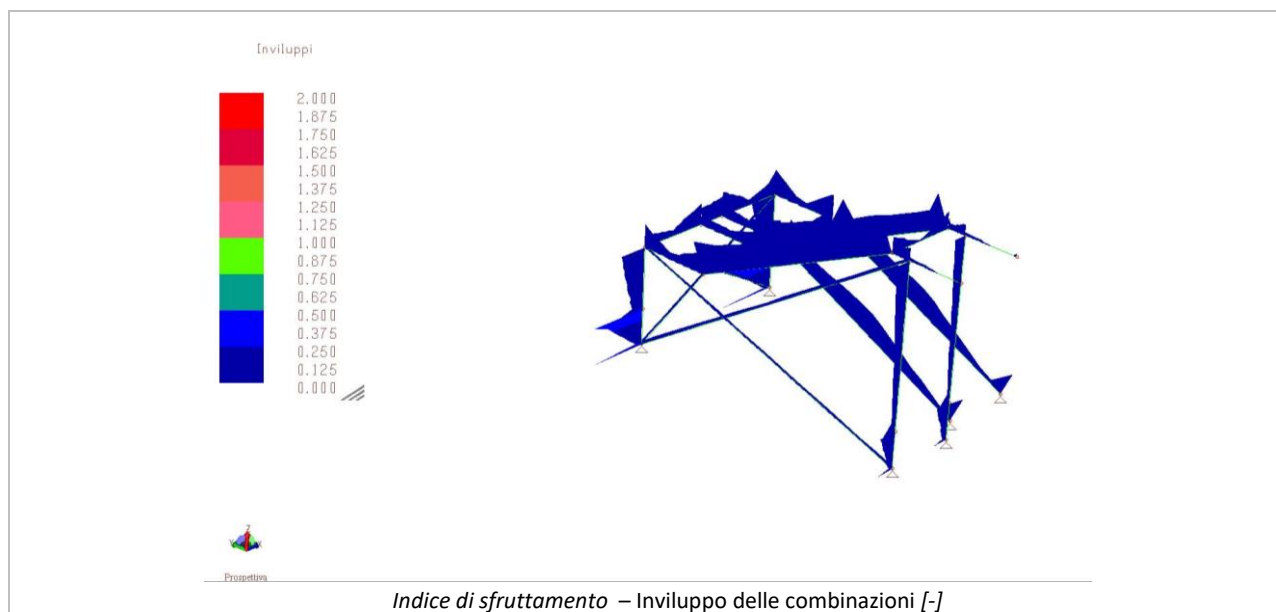


Figura 2. Principali indici di sfruttamento – Involuppo delle combinazioni

9 PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI ALLO SLU E SLV

Il progetto e la verifica degli elementi sono condotti nel rispetto delle prescrizioni di cui alle NTC 2018 con il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite.

La verifica degli elementi allo SLU avviene col seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni in base al D.M. 17.01.2018, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'azione del sisma.

Partendo dalle sollecitazioni allo SLU non sismiche sono state eseguite le verifiche degli elementi inflessi, presso-inflessi e sollecitati a taglio.

Una volta verificate le sezioni allo SLU, si procede alla verifica delle sezioni allo Stato Limite di Esercizio SLE e allo Stato Limite di Danno SLD.

Infine si procede al progetto e alla verifica dei collegamenti.

Le verifiche complete di tutti gli elementi strutturali principali eseguite allo SLU, SLV e agli SLD e SLE sono riportate nel prosieguo della relazione di calcolo e nel fascicolo dei calcoli allegato.

9.1 Verifiche allo SLU

Nel prosieguo vengono illustrati i criteri di verifica adottati rispetto alle sollecitazioni allo SLU per condizioni non sismiche dei singoli elementi strutturali. In tal condizioni vengono rispettate le prescrizioni di cui al §4.2 delle NTC 2018.

Tutte le verifiche sono risultate soddisfatte. Per tutti i dettagli di verifica si rimanda al Fascicolo di Calcolo.

9.1.1 Verifica delle colonne

Le colonne saranno realizzate con il profilo tubolare dettagliato nei particolari esecutivi allegati. Il modello strutturale globale, per quanto attiene le colonne, ha lo scopo di determinare le sollecitazioni cui questa è soggetta per effetto delle forze esterne.

Le sollecitazioni dedotte dall'analisi globale vengono verificate rispetto alla resistenza determinata con l'analisi FEM della colonna soggetta a carico assiale portata. In questo contesto si registra che dalle combinazioni di carico analizzate, il massimo sforzo di compressione cui la colonna deve resistere è pari a: $N_{sd} = -29.59 \text{ kN}$.

9.1.2 Verifica delle travi

Le travi sono realizzate con acciaio S355 e risultano sollecitate da azioni ortogonali al proprio asse forte (essendo sezioni a doppio T) per effetto dei carichi a cui sono sottoposte e da sforzi assiali di compressione o trazione in quanto mancando un diaframma di piano esse partecipano con i controventi di piano alla trasmissione delle azioni orizzontali ai controventi verticali.

Le verifiche che si conducono sono:

- Verifica a presso-flessione;
- Verifica per instabilità presso-flesso-torsionale;
- Verifica a taglio.

La verifica a pressoflessione viene condotta determinando il valore resistente del momento flettente come segue:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \frac{1-n}{1-0,5 \cdot a} \leq M_{pl,y,Rd}$$

in cui:

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}}$$

$$a = \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} \leq 0,5$$

dove $N_{pl,Rd}$ è lo sforzo normale plastico calcolato come per le sezioni semplicemente tese, mentre $M_{pl,y,Rd}$ è il momento flettente plastico valutato per sezioni semplicemente inflesse come segue:

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_s}$$

dove il termine W_{pl} rappresenta il modulo plastico della sezione valutato, in tal caso, rispetto all'asse forte.

La verifica viene condotta controllando che risulti:

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{y,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot f_{yk} \cdot W_y \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}} \right)} \leq 1$$

Rimandando alle verifiche riportate nell'allegato fascicolo dei calcoli per la determinazione dei coefficienti e dei valori numerici che condizionano la verifica si riportano di seguito i valori più sfavorevoli del fattore di verifica IR che deve risultare minore dell'unità.

Si precisa che nel valutare la luce libera di inflessione e la distanza dei vincoli torsionali delle travi si è considerato che:

- Le travi secondarie sono vincolate alla soletta in cls che ne impedisce lo sbandamento
- Le travi principali hanno luce netta pari a 4,70 m e sono vincolate in mezzzeria dalle travi secondarie bloccate dalla soletta.

La verifica nei confronti delle azioni taglianti viene condotta verificando che risulti:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\gamma_{MO} \cdot \sqrt{3}} > V_{Sd}$$

La verifica a flessione e taglio può essere omessa in quanto risulta per ogni elemento:

$$V_{Sd} < 0,5 \cdot V_{c,Rd}$$

La verifica per instabilità dell'anima è condotta verificando che:

$$\frac{h_w}{t} > \frac{72}{\eta} \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}}$$

Si rimanda al Fascicolo di Calcolo per il dettaglio delle verifiche di tutte le travi.

9.2 Verifiche allo SLV

Le verifiche allo SLV vengono condotte con le metodologie già esposte al paragrafo precedente integrate con le prescrizioni di cui al §7.5 delle NTC relativamente alle strutture in acciaio in zona sismica, con particolare riferimento alle strutture con comportamento non dissipativo ($q=1.50$).

Tutte le verifiche sono risultate soddisfatte. Per tutti i dettagli di verifica si rimanda al Fascicolo di Calcolo.

9.2.1 Verifica dei controventi verticali

I controventi verticali sono realizzati in acciaio S355 e risultano sollecitati a trazione in quanto ai fini del calcolo si trascurano le diagonali compresse considerandole già instabilizzate a vantaggio di sicurezza.

Le verifiche vengono eseguite secondo la seguente formulazione:

$$N_{ult} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_s}$$

$$CS = \frac{N_{Sd}}{N_{ult}}$$

La verifica risulta soddisfatta se per tutti i controventi e per tutte le combinazioni di carico risulta $CS=IR<1$.

9.2.2 Verifica delle colonne

In questo contesto si registra che, dalle combinazioni di carico allo SLV analizzate, contemplando l'incremento legato all'eccentricità accidentale, il massimo sforzo di compressione cui la colonna deve resistere risulta inferiore al corrispettivo ottenuto allo SLU, quindi soddisfacendo la colonna il requisito allo SLU, verifica anche quello allo SLV.

9.2.3 Verifica delle travi

Le travi risultano sollecitate da azioni ortogonali al proprio asse per effetto dei carichi che devono portare e da sforzi assiali di compressione o trazione in quanto mancando un diaframma di piano esse partecipano con i controventi di piano alla trasmissione delle azioni orizzontali ai controventi verticali.

Le verifiche che si conducono, analogamente a quanto fatto rispetto allo SLU, sono:

- Verifica a presso-flessione;

- Verifica per instabilità presso-flesso-torsionale;
- Verifica a taglio.

Anche in questo caso risulta maggiormente penalizzante quanto ottenuto allo SLU, quindi la verifica risulta soddisfatta.

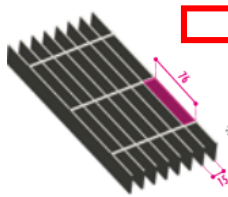

9.2.4 Verifica grigliato scale

Il piano di camminamento della scala verrà realizzato con grigliato antitacco 15x76. In base alla luce da ricoprire si è scelta la tipologia con piatto da 25x2.

Di seguito si riporta la scheda tecnica.

Maglia 15x76 mm ANTITACCO

DISEGNO MAGLIA

Le CLASSI DI PORTATA si riferiscono alla LUCE NETTA tra gli appoggi, ossia lo spazio vuoto tra un appoggio e l'altro.

Piatto mm	Coll.	Dimensioni mm	Grezzo kg/mq	Zincato kg/mq	CL1 Luce netta fra gli appoggi in mm	CL2 Luce netta fra gli appoggi in mm	CL3 Luce netta fra gli appoggi in mm	CL4 Luce netta fra gli appoggi in mm
20x2	○ 4mm	6100x1000	21,0	22,4	1045	231	176	138
25x2	○ 4mm	6100x1000	25,2	27,0	1234	305	222	173
25x2	○ 4mm	6100x1200	25,2	27,0	1235	305	222	173
30x2	○ 4mm	6100x1000	30,8	33,0	1417	395	276	208
30x2	○ 4mm	6100x1200	30,8	33,0	1417	395	276	208
* 30x2D	⊠ 5mm	6100x1000	30,6	32,8	1417	395	276	208
40x2	○ 4mm	6100x1000	40,7	43,5	1758	625	374	278
25x3	○ 5mm	6100x1000	39,6	42,3	1367	407	283	212
30x3	○ 5mm	6100x1000	46,3	49,6	1568	543	343	254
40x3	○ 5mm	6100x1000	62,1	66,4	1945	887	462	352
50x3	○ 5mm	6100x1000	77,1	82,5	2300	1330	610	440
60x3	○ 5mm	6100x1000	92,2	98,6	2637	1653	790	528
* 70x3	○ 5mm	6100x1000	107,2	114,7	2960	1928	1004	616
* 80x3	○ 5mm	6100x1000	122,2	130,8	3272	2202	1250	713
* 90x3	○ 5mm	6100x1000	137,2	146,8	3574	2477	1529	823
* 100x3	○ 5mm	6100x1000	152,3	162,9	3868	2752	1841	946
* 50x4	○ 5mm	6100x1000	103,0	110,2	2471	1517	747	508
* 60x4	○ 5mm	6100x1000	123,2	131,9	2834	1819	987	610
* 70x4	○ 5mm	6100x1000	143,4	153,5	3181	2121	1272	722
* 80x4	○ 5mm	6100x1000	163,6	175,1	3516	2423	1600	851
* 90x4	○ 5mm	6100x1000	183,9	196,7	3841	2726	1901	998
* 100x4	○ 5mm	6100x1000	204,1	218,3	4157	3028	2110	1162

*NON SEMPRE disponibile a Magazzino

10 VERIFICA ALLO SLE E ALLO SLD

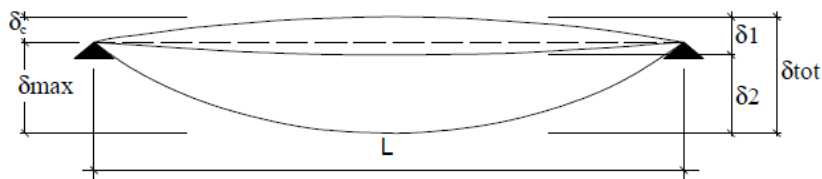
Le verifiche agli Stati Limite di Esercizio e in condizioni sismiche rispetto al Danno vengono condotte in termini di spostamento.

10.1 Verifiche allo SLE

Le verifiche allo SLE vengono condotte verificando limitazioni sugli spostamenti orizzontali e sull'inflessione delle travi.

Tutte le verifiche sono risultate soddisfatte. Per tutti i dettagli di verifica si rimanda al Fascicolo di Calcolo.

Per quanto riguarda le travi si verifica che in condizioni di carico caratteristica la freccia in mezzera sia limitata ai seguenti valori:



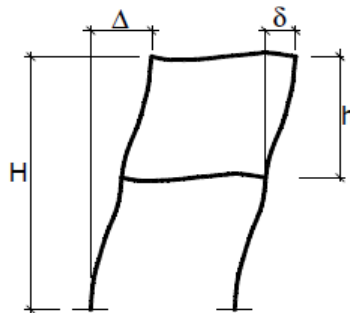
Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

Per la struttura oggetto del calcolo si andrà a verificare che:

$$- \delta_{max} < L / 250$$

Quindi i limiti sono 3,00 cm per le travi con luce 7,50 m e 2,00 cm per le travi con luce 5,00 m. Dai risultati ottenuti la massima freccia totale registrata è sempre inferiore ai limiti indicati. Entrambe le verifiche risultano soddisfatte.

La verifica condotta rispetto agli spostamenti orizzontali in condizioni di esercizio prevede il rispetto delle seguenti limitazioni:



Tipologia dell'edificio	Limiti superiori per gli spostamenti orizzontali	
	$\frac{\delta}{h}$	$\frac{\Delta}{H}$
Edifici industriali monopiano senza carroponte	$\frac{1}{150}$	/
Altri edifici monopiano	$\frac{1}{300}$	/
Edifici multipiano	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{500}$

10.2 Verifiche allo SLD

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti eccessivi interpiano, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLD (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori ai limiti indicati nel seguito:

- per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa: $d_r < 0.005 h$
- per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano d_{rp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura: $d_r \leq d_{rp} \leq 0.01 h$
- per costruzioni con struttura portante in muratura ordinaria: $d_r < 0.003 h$
- per costruzioni con struttura portante in muratura armata: $d_r < 0.004 h$

dove:

- d_r è lo spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, calcolati allo SLD

- h è l'altezza di interpiano

Secondo le indicazioni sopra riportate, considerando che la struttura in esame è progettata in Classe d'uso II e che non sono presenti tamponamenti che potrebbero subire danni in caso di spostamenti eccessivi, per le verifiche si adottano le seguenti limitazioni:

- $\delta_r < 0.01 h$

La verifica condotta sugli spostamenti sommitali di tutti i pilastri relativamente agli spostamenti dedotti dall'analisi ed amplificati dei fattori correttivi per tener conto dell'eccentricità accidentale si ottiene:

$$\delta_{\max} = 1.86 \text{ cm} < 3.00 \text{ cm}$$

La verifica è soddisfatta.

11 PROGETTO E VERIFICA DEI COLLEGAMENTI

Essendo la struttura progettata con comportamento non dissipativo, i collegamenti verranno progettati rispetto alle sollecitazioni di calcolo e pertanto non rispetteranno i criteri di gerarchia delle resistenze.

Tutte le caratteristiche dei collegamenti sono riportate negli elaborati grafici e nei particolari costruttivi. Inoltre sono riportati in corrispondenza di ogni collegamento calcolato degli schizzi del nodo dai quali poter evincere le dimensioni dei collegamenti e delle saldature.

11.1 Collegamento delle diagonali verticali di controvento

I controventi verticali sono realizzati con piatti 100x10 in acciaio S355 e collegati alla struttura principale con un bullone M24.

La sollecitazione massima agente vale 710 kg

Considerando i 2 piani di taglio, l'azione agente nel singolo bullone si assume pari a:

$$F_{V,Sd} = P / (n_b \cdot n_t) = 710 / (2 \cdot 1) = \mathbf{3,55 \text{ kN}}$$

11.1.1 Verifica bulloni

Con:

f_{tb} = resistenza a rottura materiale bullone

A_{res} = area resistente del bullone cl. 8.8

Si ha:

$$\text{Resistenza a taglio: deve risultare } F_{V,Rd} = \frac{0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} \geq F_{V,Sd}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot 353 \cdot 800}{1,25} = 135,6 \text{ kN} > 3,55 \text{ kN}$$

11.1.2 Verifica sezione netta

Con:

f_{tk} = resistenza a rottura materiale controvento

A_{net} = area netta del piatto

Si ha:

Resistenza a taglio: deve risultare $N_{u,Rd} = \frac{0.9 \cdot f_{tk} \cdot A_{net}}{\gamma_{M2}} \geq F_{V,Sd}$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \cdot 510 \cdot 740}{1.25} = 271.7 \text{ kN} > 3.55 \text{ kN}$$

11.2 Collegamento saldato del dado alla base della colonna

Il dado viene collegato con una saldatura a cordoni d'angolo con sezione di gola di 1.0 cm. In sede di verifica si osserva che il nodo realizzato dal dado ed il perno risulta essere sollecitato prevalentemente da sforzi di compressione ciclica legati alla situazione di massimo e minimo carico dell'impalcato. Queste sollecitazioni vengono trasmesse dalla colonna al bullone per contatto dado-piastra. La saldatura verrà quindi verificata per sollecitazioni di taglio secondo la relazione semplificata in cui si considera la sezione di gola ribaltata sul piano della piastra:

$$\sqrt{\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \beta \cdot f_{yk} = 0.7 \cdot 355 = 248.5 \text{ MPa}$$

La saldatura si presenta con un asse circolare che si sviluppa intorno all'asse verticale del dado di conseguenza, le sollecitazioni di taglio saranno sempre ortogonali all'asse del bullone per cui:

$$\tau_{\perp} = \frac{V_{Rd}}{A_{res}} \leq \beta_1 \cdot f_{yk} \Rightarrow V_{Rd} = A_{res} \cdot \beta_1 \cdot f_{yk} = \pi \frac{(D^2 - d^2)}{4} \beta_1 \cdot f_{yk}$$

$$V_{Rd} = \pi \frac{(85^2 - 75^2)}{4} \beta_1 f_{yk} = 312.27 \text{ kN}$$

La resistenza risulta maggiore della massima sollecitazione di compressione della colonna per cui la verifica è soddisfatta.

11.3 Collegamento del cosciale alla Colonna

Il collegamento del cosciale alla colonna avviene mediante una piastra dello spessore di 15 mm saldata alla colonna e bullonata alla trave con 6 bulloni M16.

Nella combinazione più gravosa le sollecitazioni agenti all'estremità delle travi valgono:

$$V_y = 1909 \text{ kg};$$

$$N = 857 \text{ kg}.$$

11.3.1 Verifica bulloni

Con:

f_{tb} = resistenza a rottura materiale bullone

A_{res} = area resistente del bullone cl. 8.8

Si ha:

Resistenza a taglio

$$F_{V,Rd} = \frac{0.6 * f_{tb} * A_{res}}{\gamma_{M2}} \geq F_{V,Sd}$$

La distribuzione degli sforzi avviene secondo la seguente modalità:

- sollecitazioni di taglio $V_y/6$;
- sforzo normale di trazione $N/6$;
- sollecitazione flettente M dovuta all'eccentricità del taglio, posizionato in asse ai bulloni, e la colonna.

Il bullone più sollecitato sarà soggetto ad un taglio pari a

$$\sqrt{\left(\frac{V}{6}\right)^2 + \left(\frac{N}{6}\right)^2} = 3,49 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot 157 \cdot 800}{1,25} = 60,3 \text{ kN} > 3,49 \text{ kN}$$

Le verifiche risultano tutte soddisfatte.

12 SOFTWARE UTILIZZATO

SOFTWARE UTILIZZATO : MasterSap - versione MasterSap TOP licenza n° 30883

AMV s.r.l. Via San Lorenzo 106, 34077 Ronchi dei Legionari (GO)

Le verifiche degli elementi nonché delle prescrizioni imposte dalle norme sono state condotte con l'ausilio di fogli elettronici autonomamente sviluppati ed implementati la cui accuratezza dei risultati è stata testata tramite il confronto con software universitari di libero uso.

12.1 Codice di calcolo, solutore e affidabilità dei risultati

Tenuto conto dei procedimenti di calcolo della Scienza e Tecnica delle Costruzioni e più partita in base a quanto richiesto al par. 10.2 del D.M. 17.01.2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni) il produttore e distributore Studio Software AMV s.r.l. espone la seguente relazione riguardante il solutore numerico e, più in generale, la procedura di analisi e dimensionamento MasterSap. Si fa presente che sul proprio sito (www.amv.it) è disponibile sia il manuale teorico del solutore sia il documento comprendente i numerosi esempi di validazione. Essendo tali documenti (formati da centinaia di pagine) di pubblico dominio, si ritiene pertanto sufficiente proporre una sintesi, sia pure adeguatamente esauriente, dell'argomento.

Il motore di calcolo adottato da MasterSap, denominato LiFE-Pack, è un programma ad elementi finiti che permette l'analisi statica e dinamica in ambito lineare e non lineare, con estensioni per il calcolo degli effetti del secondo ordine.

Il solutore lineare usato in analisi statica ed in analisi modale è basato su un classico algoritmo di fattorizzazione multifrontale per matrici sparse che utilizza la tecnica di condensazione supernodale ai fini di velocizzare le operazioni. Prima della fattorizzazione viene eseguito un riordino simmetrico delle righe e delle colonne del sistema lineare al fine di calcolare un percorso di eliminazione ottimale che massimizza la sparsità del fattore.

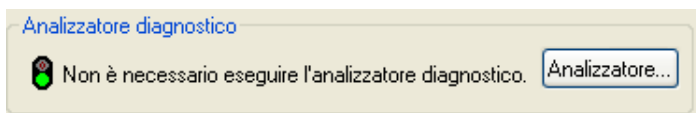
Il solutore modale è basato sulla formulazione inversa dell'algoritmo di Lanczos noto come Thick Restarted Lanczos ed è particolarmente adatto alla soluzione di problemi di grande e grandissima dimensione ovvero con molti gradi di libertà. L'algoritmo di Lanczos oltre ad essere supportato da una rigorosa teoria matematica, è estremamente efficiente e competitivo e non ha limiti superiori nella dimensione dei problemi, se non quelli delle risorse hardware della macchina utilizzata per il calcolo.

Per la soluzione modale di piccoli progetti, caratterizzati da un numero di gradi di libertà inferiore a 500, l'algoritmo di Lanczos non è ottimale e pertanto viene utilizzato il classico solutore modale per matrici dense simmetriche contenuto nella ben nota libreria LAPACK.

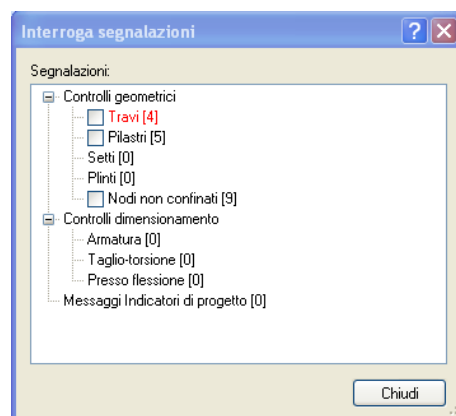
L'analisi con i contributi del secondo ordine viene realizzata aggiornando la matrice di rigidezza elastica del sistema con i contributi della matrice di rigidezza geometrica.

Un'estensione non lineare, che introduce elementi a comportamento multilineare, si avvale di un solutore incrementale che utilizza nella fase iterativa della soluzione il metodo del gradiente coniugato preconditionato.

Grande attenzione è stata riservata agli esempi di validazione del solutore. Gli esempi sono stati tratti dalla letteratura tecnica consolidata e i confronti sono stati realizzati con i risultati teorici e, in molti casi, con quelli prodotti, sugli esempi stessi, da prodotti internazionali di comparabile e riconosciuta validità. Il manuale di validazione è disponibile sul sito www.amv.it.



E' importante segnalare, forse ancora con maggior rilievo, che l'affidabilità del programma trova riscontro anche nei risultati delle prove di collaudo eseguite su sistemi progettati con MasterSap. I verbali di collaudo (per alcuni progetti di particolare importanza i risultati sono disponibili anche nella letteratura tecnica) documentano che i risultati delle prove, sia in campo statico che dinamico, sono corrispondenti con quelli dedotti dalle analisi numeriche, anche per merito della possibilità di dar luogo, con MasterSap, a raffinate modellazioni delle strutture.



In MasterSap sono presenti moltissime procedure di controllo e filtri di autodiagnostica. In fase di input, su ogni dato, viene eseguito un controllo di compatibilità. Un ulteriore procedura di controllo può essere lanciata dall'utente in modo da individuare tutti gli errori gravi o gli eventuali difetti della modellazione. Analoghi controlli vengono eseguiti da MasterSap in fase di calcolo prima della preparazione dei dati per il solutore. I dati trasferiti al solutore sono facilmente consultabili attraverso la lettura del file di input in formato XML, leggibili in modo immediato dall'utente.

Apposite procedure di controllo sono predisposte per i programmi di dimensionamento per il c.a., acciaio, legno, alluminio, muratura etc.

Tali controlli riguardano l'esito della verifica: vengono segnalati, per via numerica e grafica (vedi esempio a fianco), i casi in contrasto con le comuni tecniche costruttive e gli errori di dimensionamento (che bloccano

lo sviluppo delle fasi successive della progettazione, ad esempio il disegno esecutivo). Nei casi previsti dalla norma, ad esempio qualora contemplato dalle disposizioni sismiche in applicazione, vengono eseguiti i controlli sulla geometria strutturale, che vengono segnalati con la stessa modalità dei difetti di progettazione. Ulteriori funzioni, a disposizione dell'utente, agevolano il controllo dei dati e dei risultati. E' possibile eseguire una funzione di ricerca su tutte le proprietà (geometriche, fisiche, di carico etc) del modello individuando gli elementi interessati.

Si possono rappresentare e interrogare graficamente, in ogni sezione desiderata, tutti i risultati dell'analisi e del dimensionamento strutturale. Nel caso sismico viene evidenziata la posizione del centro di massa e di rigidità del sistema.

Per gli edifici è possibile, per ogni piano, a partire dalle fondazioni, conoscere la risultante delle azioni verticali orizzontali. Analoghi risultati sono disponibili per i vincoli esterni.

12.2 Valutazione dei risultati e giudizio motivato sulla loro accettabilità

Il software utilizzato permette di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti.

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello permettono di controllare sia la coerenza geometrica che le azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari hanno permesso un immediato controllo con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa nell'ambito della Scienza delle Costruzioni. Si è inoltre controllato che le reazioni vincolari diano valori in equilibrio con i carichi applicati, in particolare per i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche si è provveduto a confrontarli con valori ottenuti da modelli SDOF semplificati. Le sollecitazioni ottenute sulle travi per i carichi verticali direttamente agenti sono stati confrontati con semplici schemi a trave continua.

Per gli elementi inflessi di tipo bidimensionale si è provveduto a confrontare i valori ottenuti dall'analisi FEM con i valori di momento flettente ottenuti con gli schemi semplificati della Tecnica delle Costruzioni. Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato esito positivo.

12.3 Prestazioni attese al collaudo

La struttura a collaudo dovrà essere conforme alle tolleranze dimensionali prescritte nella presente relazione, inoltre relativamente alle prestazioni attese esse dovranno essere quelle di cui al Capitolo 9 del D.M. 17.01.2018.

Ai fini della verifica delle prestazioni il collaudatore farà riferimento ai valori di tensioni, deformazioni e spostamenti desumibili dall'allegato fascicolo dei calcoli statici per il valore delle le azioni pari a quelle di esercizio.