



**LA SPEZIA
CONTAINER TERMINAL**



Autorità di Sistema Portuale
del Mar Ligure Orientale
Porti di La Spezia e
Marina di Carrara



PORTO DI LA SPEZIA
AMPLIAMENTO TERMINAL RAVANO

PROGETTO ESECUTIVO

TITOLO ELABORATO

CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE CABINA ELETTRICA RAVANO

CODICE ELABORATO

21 08 PE R409 00

Rev.	Data	Causale
0	05/05/2023	Emissione finale per verificatore
1		
2		
3		

IL COMMITTENTE



LSCT S.p.a.
Viale San Bartolomeo, 20
19126 - La Spezia (SP)
C.F.00072960115 - P.IVA 00859620114

IL PROGETTISTA



Modimar Project S.r.l.
Via Asmara, 72 - 00199 Roma (RM)
P. IVA 16016151009



GES - Geotechnical Engineering Service S.r.l.
Via Sandro Totti, 7/A - 60131 Ancona (AN)
P. IVA 02528430420



GeoEquipe - Studio Tecnico Associato
Via Sandro Pertini, 55 - 62029 Tolentino (MC)
P. IVA 00817500432

Dimensioni foglio:

A4

Redatto:

Balducci

Controllato:

Sanzone

Approvato:

Tartaglioni

Note:

Sommario

1	Premessa	3
2	Descrizione dell'opera	4
3	Normativa tecnica di riferimento	8
4	Materiali strutturali	9
4.1	Acciaio	9
4.1.1	Acciaio per carpenteria metallica	9
4.1.2	Bullonerie	10
4.1.3	Acciaio per armature da c.a.	10
4.2	Calcestruzzi	10
5	Azioni sulle costruzioni	12
5.1	Vita nominale e classe d'uso della costruzione	12
5.2	Azioni permanenti	13
5.3	Sovraccarichi	15
5.4	Azione del vento	16
5.5	Azione della neve	17
5.6	Effetto delle variazioni termiche	17
5.7	Azione sismica	17
6	Modellazione strutturale	25
6.1	Modellazione di vincoli e connessioni	27
6.2	Modellazione delle azioni statiche	28
6.3	Modellazione delle azioni termiche	31
6.4	Modellazione delle azioni sismiche	32
7	Metodi di analisi strutturale	34
7.1	Analisi globale della struttura	34
7.2	Metodi di progetto e di verifica	34
7.3	Combinazione delle azioni	35
8	Risultati delle analisi	37
8.1	Risultati dell'analisi modale	37
8.2	Sollecitazioni massime negli elementi strutturali	41
8.2.1	Travi edificio centrale in c.a.	41

8.2.2	Pilastri edificio centrale in c.a.	41
8.2.3	Travi HEA 200 delle rampe	43
8.2.4	Travi HEA 160 delle rampe	43
8.2.5	Colonne SHS 150x16 delle rampe	44
9	Verifiche strutturali	46
9.1	Criteri di verifica SLU.....	46
9.1.1	Sollecitazioni nelle membrature in c.a.	46
9.1.2	Sollecitazioni nelle membrature metalliche	48
9.2	Verifiche di resistenza degli elementi strutturali in c.a.	54
9.2.1	Verifiche a flessione e taglio delle travi	54
9.2.2	Verifiche a pressoflessione e taglio dei pilastri.....	55
9.2.3	Verifiche a flessione e taglio dei solai.....	57
9.3	Verifiche di resistenza degli elementi strutturali metallici.....	60
9.3.1	Verifiche a flessione e taglio delle travi HEA 200	60
9.3.1	Verifiche a flessione e taglio delle travi HEA 160	61
9.3.2	Verifiche a pressoflessione e taglio delle colonne SHS 150x16	62
9.4	Criteri di verifica agli SLE degli elementi strutturali in c.a.	63
9.4.1	Verifica della deformabilità edificio centrale	63
9.4.2	Verifica delle aperture delle fessure nelle travi.....	65
9.4.1	Verifica delle aperture delle fessure nei pilastri	67
9.5	Criteri di verifica agli SLE degli elementi strutturali metallici.....	68
9.5.1	Verifica spostamenti verticali.....	70
9.5.1	Verifica spostamenti orizzontali.....	70



1 Premessa

Nella presente relazione vengono illustrati i criteri di dimensionamento e verifica delle strutture della nuova Cabina Elettrica Ravano da realizzare nel Porto di La Spezia nell'ambito del progetto del Nuovo Terminal Ravano.

L'edificio centrale è costituito da una struttura in c.a. di forma rettangolare in pianta, doppiamente simmetrico anche nella disposizione degli elementi strutturali, e dotata di un piano rialzato con calpestio a +2.0 m dal p.c. esterno e di copertura a quota massima +6.0 m dal p.c.

Sui due fronti minori, l'edificio è affiancato da rampe in struttura metallica che consentono l'accesso diretto al piano rialzato della cabina.

I calcoli di dimensionamento e le verifiche sono stati effettuati ai sensi delle indicazioni fornite nel quadro normativo nazionale di riferimento, D.M. 17/01/2018.

2 Descrizione dell'opera

Come premesso, l'opera principale oggetto della presente relazione è costituita dall'edificio in c.a. all'interno del quale sarà alloggiata una nuova Cabina Elettrica Ravano. In pianta, la struttura si estende su una superficie di 12 x 30 m ed è suddivisa internamente in campi di 6x6 mq che definiscono gli allineamenti degli elementi strutturali. In sezione verticale, i plinti di fondazione, impostati ad una quota di - 1.50 m dal p.c., sono collegati l'un l'altro da un graticcio di travi con estradosso a quota 0.0.

Il solaio intermedio, che costituisce l'unico livello calpestabile dell'edificio, è posto con estradosso a quota +2.0 m, mentre la copertura è posta con estradosso a quota 5.60 m. Al di sopra, il sistema di massetti e finiture, comprensive di un cordolo perimetrale a sezione costante, definiscono la quota massima dell'edificio a 6.0 m da p.c.

Lateralmente, su ciascuno dei due fronti minori di larghezza pari a 12 m, è presente una rampa metallica che consente l'accesso ad un piano di ingresso al livello rialzato dell'edificio centrale.

Di seguito si riportano alcune viste rappresentative della struttura in questione.

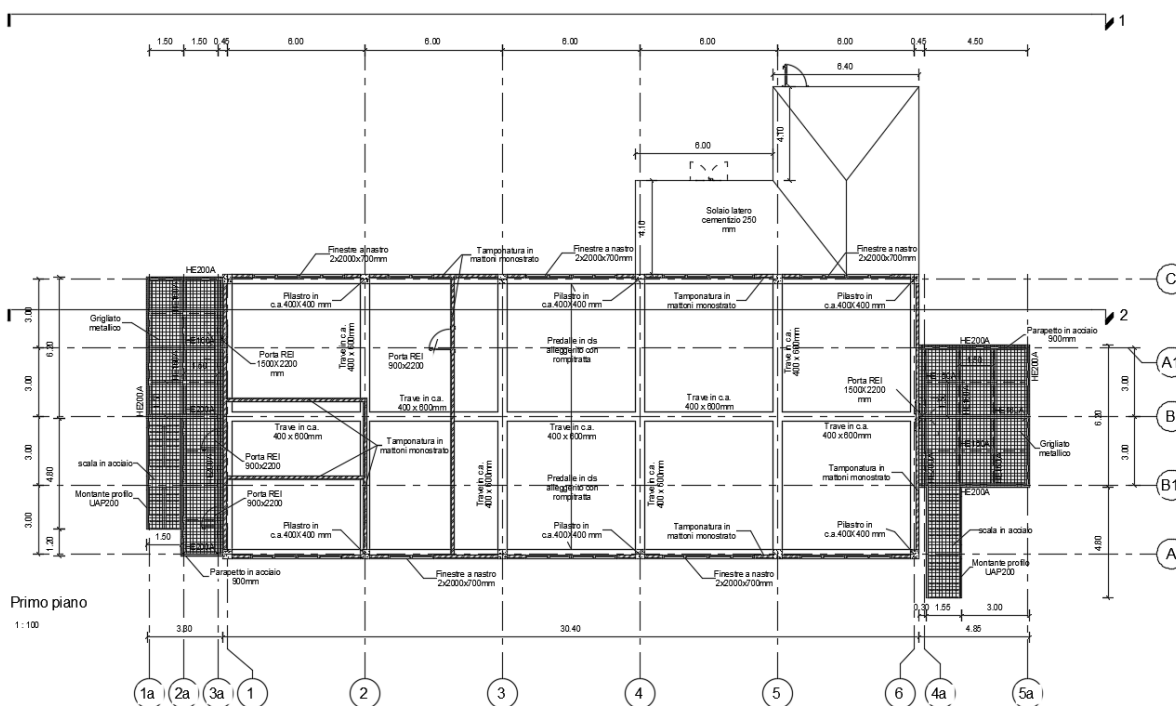
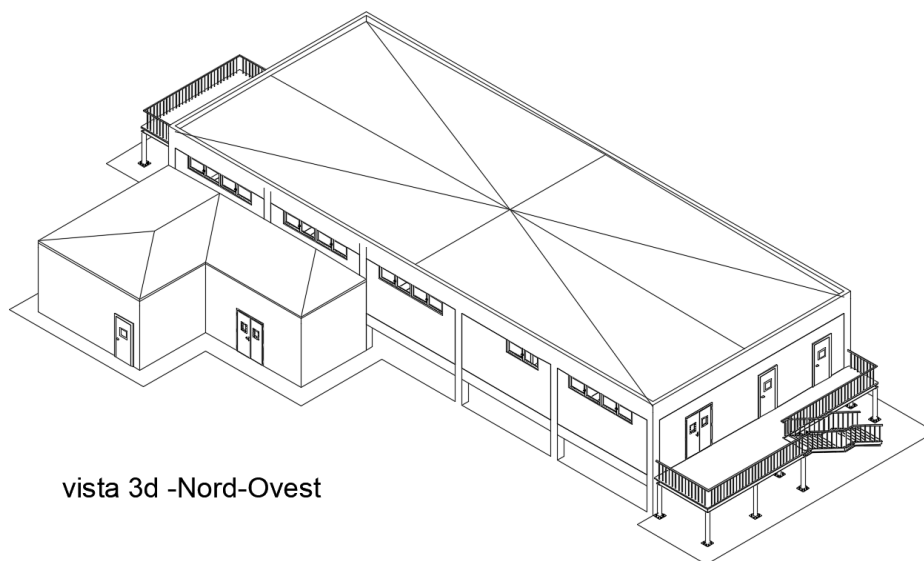


Figura 2-1: Planimetria dell'opera



vista 3d -Nord-Ovest

Figura 2-2: Prospetto 3D con vista da N-W

Dal punto di vista strutturale, l'edificio centrale è sorretto da n. 18 pilastri con sezione 40x40 cm di altezza complessiva pari a 6.20 m dallo spiccato dei plinti, sui quali si innestano le travi in altezza di dimensioni 40 x 60 cm presenti in ciascun allineamento, sia al livello del solaio intermedio che in copertura.

Il solaio a quota +2.0 m è formato da un pacchetto con lastre tralicciate prefabbricate di larghezza pari a 1.40 m e spessore fondello di 7 cm, blocchi di alleggerimento di altezza 15 cm e larghezza 40 cm intervallati da travetti portanti di larghezza 20 cm, al di sopra dei quali è presente poi una soletta di completamento di spessore pari a 8 cm. In tal modo, nella giustapposizione delle lastre, vengono a formarsi doppi travetti rompitratta di larghezza complessiva 40 cm. A completamento, sul solaio sarà realizzata una pavimentazione industriale di spessore pari a 5 cm.

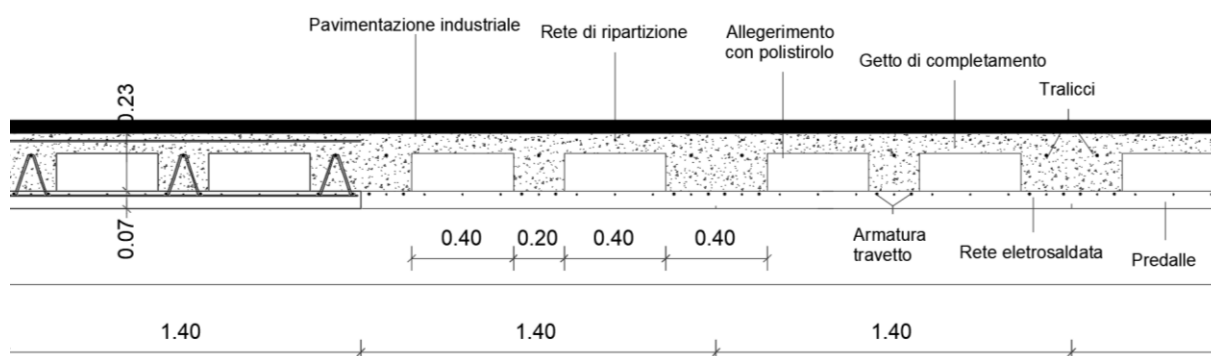


Figura 2-3: Sezione solaio piano intermedio

Alcuni campi, come di seguito illustrato, presentano dei vuoti in corrispondenza degli alleggerimenti necessari al passaggio di impianti e cavi di alimentazione.

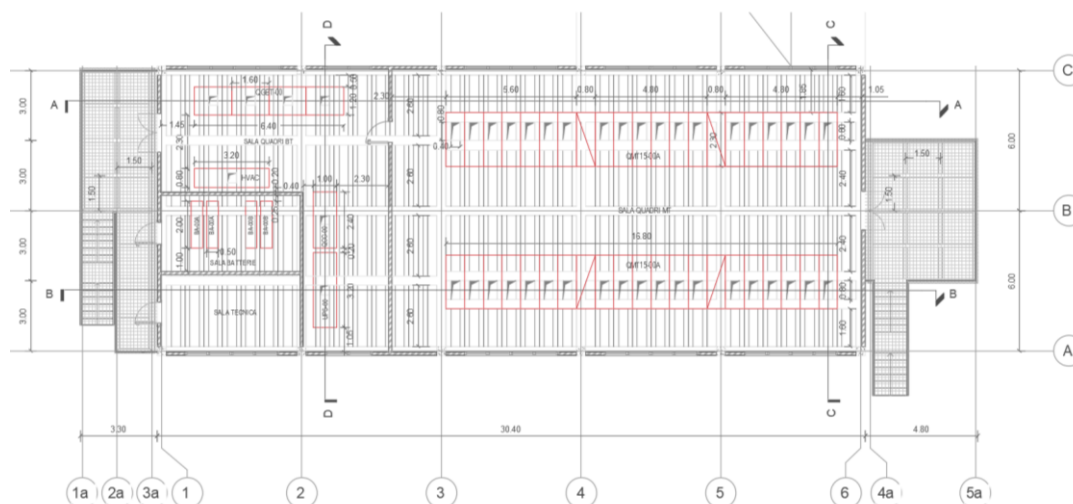


Figura 2-4: Pianta solaio intermedio con evidenziazione delle aperture

Il solaio di copertura è invece realizzato con l'impiego di lastre prefabbricate in c.a.p. alveolate, tipo "Spiroll", di larghezza di base pari a 1.23 m ed altezza di 20 cm, al di sopra delle quali è presente un getto di collegamento e completamento di spessore pari a 10 cm.

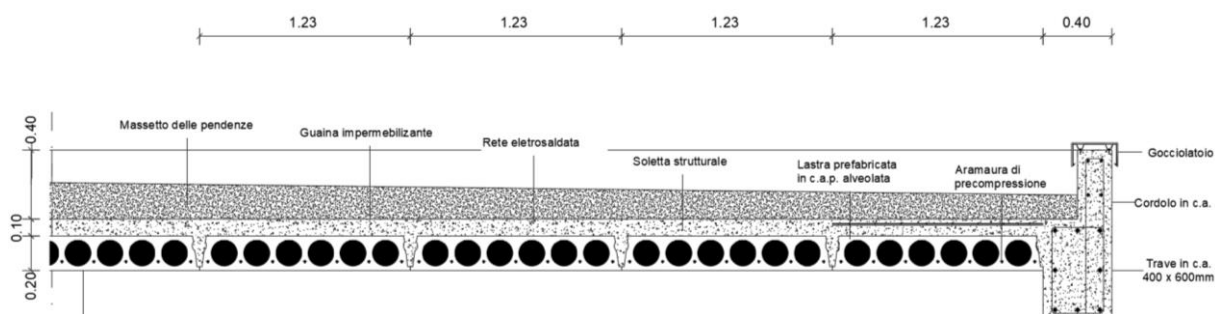


Figura 2-5: Sezione solaio copertura

Al di sopra, dopo uno strato di guaina impermeabilizzante, la finitura è affidata ad un massetto di spessore variabile da 33 a 11 cm, in modo tale da impostare le pendenze per lo smaltimento delle acque meteoriche.

Le strutture metalliche laterali sono invece costituite da colonne verticali in profilati scatolati a sezione quadrata 150 x 16 mm, sui cui sono collegate travi portanti HEA 200, a loro volta collegate mediante travi HEA 160 a formare un graticcio di sostegno del piano di calpestio, costituito da un grigliato ordinario di spessore 50 mm.

Come illustrato, tali strutture metalliche di accesso risulteranno giuntate rispetto all'edificio principale.

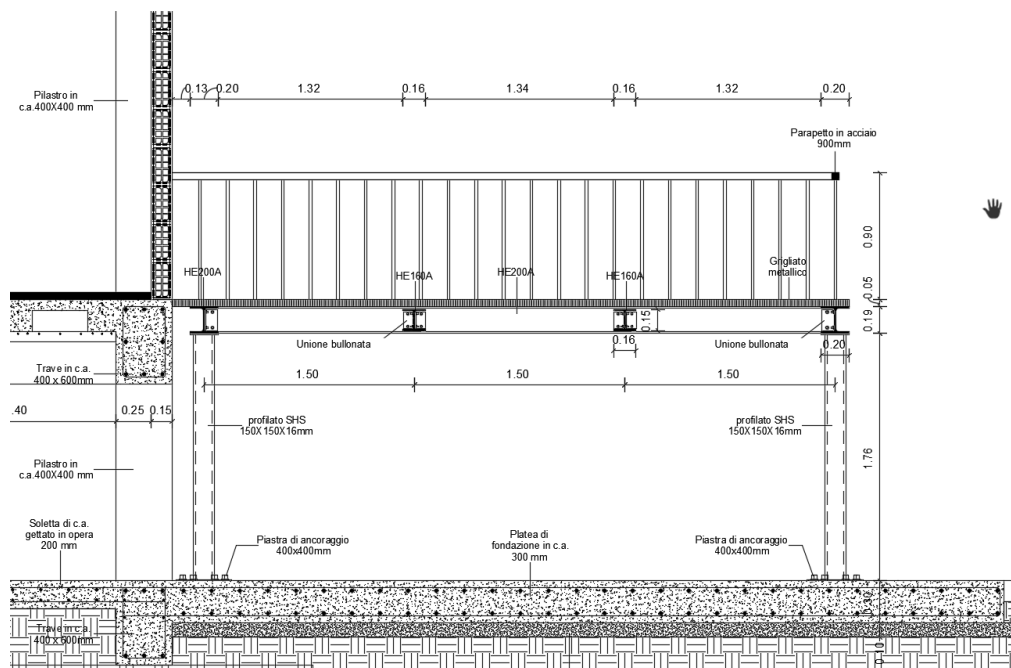


Figura 2-6: Sezione tipologica strutture metalliche di accesso laterale

3 Normativa tecnica di riferimento

La progettazione delle opere è stata eseguita in ottemperanza alle vigenti norme e prescrizioni in materia di ingegneria strutturale:

- Decreto del Ministero delle Infrastrutture 17.01.2018 – Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» (pubblicato su S.O. n. 40 della G.U. 20 febbraio 2018, n.8);
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Circolare esplicativa n. 7 del 21.1.2019 recante Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- Eurocodice 3 (UNI ENV 1992-1-1:1993). Progettazione delle strutture di acciaio. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- Eurocodice 8 (UNI ENV 1998-1-2;1997) - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 1-2: Regole generali per gli edifici;
- Eurocodice 8 (UNI ENV 1998-1-3;1998) - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 1-3: Regole generali, regole specifiche per i diversi materiali ed elementi;
- UNI 11104:2016 - Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206.
- UNI EN 1090-2:2018 - Realizzazione di strutture metalliche in acciaio ed alluminio - Parte 2: Requisiti tecnici per strutture di acciaio.

4 Materiali strutturali

I materiali strutturali impiegati nella progettazione sono qui di seguito riportati.

4.1 Acciaio

4.1.1 Acciaio per carpenteria metallica

L'acciaio strutturale è fabbricato in regime di qualità secondo la norma UNI EN ISO 9001:2015 ed accertati secondo la norma UNI EN ISO 15630-1:2010.

In fase di progettazione si assumono convenzionalmente i seguenti valori nominali delle proprietà del materiale:

Tabella 1: Caratteristiche meccaniche generali assunte per l'acciaio della carpenteria metallica

Modulo elastico	$E_s = 210000 \text{ MPa}$
Coefficiente di Poisson	$\nu_s = 0.30$
Modulo elastico trasversale	$G_s = E_s / (2(1 + \nu_s)) = 87500 \text{ MPa}$
Coefficiente di espansione termica lineare	$\alpha_s = 1.2 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
Densità	$\rho_s = 78.5 \text{ kN m}^{-3}$

ed i valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e di rottura riportati nelle tabelle 11.3.IX e X della normativa tecnica vigente. La classe di resilienza dell'acciaio è definita secondo le indicazioni contenute nell'Eurocodice 3, parte 1-10.

Nell'opera in questione si impiegano acciai laminati a caldo di grado S355 le cui tensioni caratteristiche assunte in fase di progettazione sono riportate nella seguente tabella.

Tabella 2: Caratteristiche meccaniche di resistenza assunte per l'acciaio della carpenteria metallica

Acciaio		Spessore nominale dell'elemento	
		$t \leq 40 \text{ mm}$	
Classe di resistenza	Classe di resilienza	$f_{yk} \text{ (Mpa)}$	$f_{tk} \text{ (Mpa)}$
S 355	J0	355	510

4.1.2 Bullonerie

I bulloni e i dadi sono ad alta resistenza di classe 8.8, contraddistinta dai seguenti parametri meccanici:

- Resistenza caratteristica di trazione allo snervamento $f_{yk} = 649 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica di trazione a rottura $f_{tk} = 800 \text{ Mpa}$

4.1.3 Acciaio per armature da c.a.

È ammesso esclusivamente l'impiego di acciai saldabili fabbricati in regime di qualità secondo la norma UNI EN ISO 9001:2000 ed accertati secondo la norma UNI EN ISO 15630-1:2004.

Il progetto prevede l'impiego di barre ad aderenza migliorata in acciaio tipo B450C. Le caratteristiche assunte in fase di progettazione sono riportate nella tabella seguente.

Tabella 3: Caratteristiche meccaniche dell'acciaio delle barre di armatura

f_{yk} (Mpa)	f_{tk} (Mpa)	ϵ_{uk} (‰)	E_s (Mpa)	f_{yd} (Mpa)	f_{td} (Mpa)	ϵ_{yd} (‰)	ϵ_{ud} (‰)
450	540	25	210000	391	469	1.86	22.5

4.2 Calcestruzzi

In fase di progettazione, le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo sono definite, in funzione della sua resistenza caratteristica cubica R_{ck} , dalle seguenti relazioni.

Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83R_{ck}$
Resistenza cilindrica media	$f_{cm} = f_{ck} + 8$
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$ (classi < C50/60)
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk, 5\%} = 0.70 f_{ctm}$
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm} = 1.20 f_{ctm}$
Modulo elastico istantaneo	$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.30}$
Coefficiente di Poisson	$\nu_c = 0.20$
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha_c = 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Per le verifiche agli stati limite ultimi, si definiscono le seguenti resistenze di calcolo.

Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$

$\alpha_{cc} = 0.85$ coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;

$\gamma_c = 1.50$ coefficiente parziale di sicurezza comprensivo delle incertezze del modello e della geometria.

In particolare, il progetto prevede l'impiego di calcestruzzo di classe C32/40 per la realizzazione della struttura centrale, per il quale le caratteristiche assunte in fase di progettazione sono riportate nella tabella seguente.

R_{ck} (Mpa)	f_{ck} (Mpa)	f_{cm} (Mpa)	f_{ctm} (Mpa)	$f_{ctk,5\%}$ (Mpa)	f_{cfm} (Mpa)	E_{cm} (Mpa)	v_c
40	32	40	3.02	2.11	3.63	33345	0.2

Le caratteristiche specifiche dei calcestruzzi sono state definite in accordo alle indicazioni fornite dalla Norma UNI 11104:2016 e dalla Circolare n. 7/2019, assumendo cautelativamente:

- Classe di esposizione: XS1;
- Classe di resistenza minima: C32/40
- Massimo rapporto a/c : 0.5
- Minimo contenuto di cemento: 340 kg/m³

Alla luce di quanto evidenziato, le prescrizioni per i calcestruzzi sono sintetizzate nella seguente tabella.

Tabella 4: Prescrizioni sulle caratteristiche dei calcestruzzi

PRESCRIZIONI CLS	
Classe di resistenza	C32/40
Classe di consistenza	S4
Dimensione massima dell'aggregato	20 mm
Rapporto massimo a/c	0.50
Tipo di cemento	CEM IVa
Minimo contenuto di cemento	340 kg/m ³
Classe di esposizione	XS1

5 Azioni sulle costruzioni

Le azioni considerate nel dimensionamento dell'opera sono qui di seguito illustrate, suddivise per tipologia di azione così come previsto dalla normativa vigente. La definizione delle azioni sismiche è stata basata sulle grandezze di vita nominale e classe d'uso, determinate in funzione della tipologia di opera.

5.1 Vita nominale e classe d'uso della costruzione

La vita nominale V_N della struttura (ossia il numero di anni in cui la struttura, soggetta a manutenzione ordinaria, può essere usata per lo scopo al quale è destinata) è definita come indicato nella Tabella 2.4.I del D.M. 17.01.2018, qui di seguito riportata:

Tabella 5: Vita nominale delle tipologie di costruzioni

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

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

L'opera in esame rientra nel tipo di costruzione 2 per cui la vita nominale è pari a:

$$V_N = 50 \text{ anni}$$

In riferimento alla destinazione d'uso, la costruzione è stata considerata appartenente alla classe d'uso II (Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali), alla quale compete il coefficiente d'uso $c_u = 1$ (Tab. 2.4.II NTC18).

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

Di conseguenza, il periodo di riferimento V_R , dato dal prodotto tra vita nominale V_N e coefficiente d'uso c_u è pari a:

$$V_R = V_N \times c_u = 50 \times 1 = 50 \text{ anni}$$

5.2 Azioni permanenti

Le azioni permanenti considerate nel progetto possono essere ricondotte ai pesi propri strutturali dell'opera (membrature, soletta) ed ai carichi permanenti non strutturali, dati da finiture e pavimentazione del piano di calpestio.

G1 - Pesi permanenti strutturali

G1.1 - Peso proprio delle strutture in c.a. e metalliche

Il peso proprio strutturale di pilastri e travi in c.a. dell'edificio centrale è stato calcolato automaticamente assumendo un peso di volume del calcestruzzo armato $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$. Per le strutture metalliche, il peso dei profilati adottati è stato ripreso da schede di letteratura in base ad un peso di volume dell'acciaio $\gamma_s = 78.5 \text{ kN/m}^3$.

G1.2 - Peso proprio solaio piano rialzato – edificio centrale

Il peso proprio strutturale del solaio intermedio dell'edificio centrale, realizzato con predalles ed alleggerimenti, risulta pari a 5.4 kN/m^2 come di seguito specificato.

Predalles	Sp.	0,07 m
	W	1,75 kN/m ²
Travetti	B	0,2 m
	H	0,15 m
	W	0,75 kN/m
	N/m	2,14 -
	W/mq	1,61 kN/m ²
Getto	Sp.	0,08 m
	W	2 kN/m ²
Somma	g1 soletta	5,36 kN/m²

G1.3 - Peso proprio del solaio di copertura – edificio centrale

Il peso proprio strutturale del solaio di copertura dell'edificio centrale, realizzato con lastre alveolari prefabbricate, risulta pari a 5.2 kN/m^2 come di seguito specificato.

Lastra alveolata in c.a.p. H20		
	W	2,7 kN/m ²
Getto	Sp.	0,1 m
	W	2,5 kN/m ²
Somma	g1 soletta	5,20 kN/m²

G2 - Pesì permanenti non strutturali

G2.1 – Pesì del completamento del solaio intermedio – edificio centrale

I pesì permanenti portati dal solaio intermedio dell'edificio centrale possono essere stimati pari a 1.3 kN/m² come di seguito specificato.

PESÌ G2 SU SOLAIO INTERMEDIO			
G2.1	Pavimentazione industriale		
	sp.	0,05 m	Spessore
	γ	25 kN/mc	Peso di volume
	p	1,25 kN/mq	Carico a mq
TOT g₂, solaio intermedio		1,3 kN/mq	

G2.2 – Pesì delle tamponature gravanti sul solaio intermedio – edificio centrale

I pesì delle tamponature gravanti sul solaio intermedio dell'edificio centrale possono essere stimati pari a 5.4 kN/m come di seguito specificato.

PESÌ G2 DELLE TAMPONATURE PERIMETRALI			
forati	H	3 m	Altezza parete
	sp.	0,12 m	Spessore forati
	γ	11 kN/m ³	Peso di volume
	p	3,96 kN/m	Peso a metro lineare
intonaci	altezza	3 m	Altezza parete
	sp.	0,04 m	Spessore cortina
	γ	12 kN/m ³	Peso di volume
	p	1,44 kN/m	Peso a metro lineare
Tot tamponature		5,4 kN/m	

G2.3 – Pesì del completamento del solaio di copertura – edificio centrale

I pesì permanenti portati dal solaio di copertura dell'edificio centrale possono essere stimati pari a 3.5 kN/m² come di seguito specificato.

PESÌ G2 SU SOLAIO COPERTURA			
G2.1	Massetto alleggerito		
	sp.	0,22 m	Spessore
	γ	16 kN/mc	Peso di volume
	p	3,52 kN/mq	Carico a mq
TOT g₂, solaio copertura		3,5 kN/mq	

G2.4 – Pesi dei cordoli perimetrali sul solaio di copertura – edificio centrale

I pesi delle tamponature gravanti sul solaio intermedio dell'edificio centrale possono essere stimati pari a 2 kN/m come di seguito specificato.

PESO G1-2 DEL CORDOLO PERIMETRALE			
cls	H	0,4 m	Altezza cordolo
	sp.	0,2 m	Spessore cordolo
	γ	25 kN/m ³	Peso di volume c.a.
	p	2,00 kN/m	Peso a metro lineare
Tot peso cordolo perimetrale		2,0 kN/m	

G2.5 – Peso del grigliato di calpestio – strutture metalliche

Il peso del grigliato, cautelativamente associato ad un'azione permanente non strutturale, è stato assunto pari a 0.8 kN/m² in relazione ad uno spessore di 50 mm per grigliati ordinari.

5.3 Sovraccarichi

Q1.1 – Sovraccarico su solaio intermedio – edificio centrale

In progetto, a favore della sicurezza, è stato considerato un sovraccarico antropico associabile alla categoria d'uso E1 per cui è stato assunto sulle strutture un sovraccarico distribuito pari a $q = 6.0 \text{ kN/m}^2$.

Q1.2 – Sovraccarico su solaio copertura – edificio centrale

Considerando l'accesso al solaio di copertura per soli fini manutentivi, è stato considerato un sovraccarico antropico associabile alla categoria d'uso H per cui è stato assunto un carico distribuito di 0.5 kN/m².

Q1.3 – Sovraccarico su rampe e pianerottoli – strutture metalliche

In progetto, a favore della sicurezza, è stato considerato un sovraccarico antropico associabile alla categoria d'uso A per scale e ballatoi per cui è stato assunto sulle strutture un sovraccarico distribuito pari a $q = 4.0 \text{ kN/m}^2$.

5.4 Azione del vento

L'azione del vento è stata considerata in forma statica unicamente sull'edificio centrale ed è stata definita secondo le indicazioni fornite nelle NTC2018. In particolare, a partire dalla velocità v_b di base associata alla Regione Liguria, individuata nella Tab. 3.3.I come zona 7, di 28.0 m/s, è stata ottenuta la velocità di riferimento per l'opera v_r per mezzo del coefficiente di ritorno $c_r = 1.0$, connesso al tempo di ritorno imposto pari alla vita di riferimento dell'opera $T_r=50$ anni.

La pressione statica equivalente del vento è pari a:

$$P = q_r c_e c_p c_d$$

dove

- q_r è la pressione cinetica di riferimento di cui al § 3.3.6;
- c_e è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7;
- c_p è il coefficiente di pressione di cui al § 3.3.8;
- c_d è il coefficiente dinamico di cui al § 3.3.9.

- $q_r = \rho v_r^2 / 2 = 0.49 \text{ kN/m}^2$ dove ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente pari a 1.25 kg/m^3 e la velocità di riferimento v_r è pari a 28 m/s, così come desumibile dalla classificazione di normativa.
- Il coefficiente di esposizione c_e presenta un andamento variabile con l'altezza definito considerando i parametri $K_r = 0.17$, $z_0 = 0.01 \text{ m}$ e $z_{\min} = 2 \text{ m}$ come da categoria di esposizione I.

z (m)	ce(z)
1	1,88
2	1,88
3	2,09
4	2,25
5	2,37
6	2,48

- Il coefficiente di pressione c_p è stato valutato per l'applicazione dell'azione alle pareti laterali ed alla copertura dell'edificio centrale. In tal senso, considerando

un rapporto $H/d = 6/12 = 0.5$, è stato assunto $c_p = 0.75$ per pareti sopravento, $c_p = -0.4$ per pareti sottovento e $c_p = -0.9$ per le facciate laterali.

- $c_d = 1$

Le pressioni così ottenute per ciascuna parete sono state poi applicate per area di influenza ai singoli pilastri della struttura.

5.5 Azione della neve

L'azione connessa con l'accumulo di neve sul piano della copertura è stato definito in base alle indicazioni fornite in Normativa a partire dal carico di riferimento al suolo, che per l'area di La Spezia (zona II) è pari a $q_{sk} = 1.0 \text{ kN/m}^2$ (altitudine del sito $a_s = 0 \text{ m slm}$). Il carico in copertura q_s è quindi dato dalla relazione:

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

dove μ_i rappresenta il coefficiente di forma della copertura, C_E è il coefficiente di esposizione e C_t è il coefficiente termico. Il termine μ_i per coperture piane risulta pari a 0.8 come illustrato in Tab. 3.4.II. Il coefficiente di esposizione è stato posto pari a 0.9 (zona battuta dai venti), mentre il coefficiente termico risulta pari a 1.0. Pertanto il valore caratteristico del carico neve in copertura è pari a $q_s = 0.72 \text{ kN/m}^2$.

5.6 Effetto delle variazioni termiche

Nella valutazione di sollecitazioni e spostamenti attesi nelle strutture, in progetto si è tenuto conto degli effetti indotti dalle variazioni termiche sull'edificio centrale e sulle rampe adiacenti. In dettaglio, assegnata una temperatura di riferimento pari a $15 \text{ }^\circ\text{C}$, è stato valutato l'effetto connesso con una variazione uniforme rispettivamente di $\pm 15 \text{ }^\circ\text{C}$ e di $\pm 25 \text{ }^\circ\text{C}$, come indicato in tabella 3.5.II di Normativa, per strutture in c.a. ed in acciaio esposte.

5.7 Azione sismica

L'azione sismica di progetto si definisce a partire dalla pericolosità sismica di base del sito che viene definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in

condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria C/D) nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R .

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} a partire dai seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

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

I parametri a_g , F_0 e T_C^* che definiscono l'azione sismica sono forniti dalle NTC per 10751 punti del reticolo di riferimento (individuati in termini di latitudine e longitudine) e per 9 valori del periodo di ritorno T_R (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975 e 2475 anni).

Come già definito, alla luce della classe d'uso e della vita nominale attribuite alla costruzione, il periodo di riferimento è pari a 50 anni.

Stati limite e relative probabilità di superamento

Gli stati limite considerati nel dimensionamento dell'opera sono costituiti dallo *Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)* e *Stato limite di Danno (SLD)*.

Nel primo caso, 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 rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Nel caso specifico, la probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R associata allo SLV è pari al 10%.

Lo stato limite di danno SLD prevede che a seguito del terremoto, la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti

delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature. In questo caso la probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R associata è pari al 63%.

Periodo di ritorno

Fissato V_R e la probabilità di superamento P_{VR} corrispondente allo stato limite considerato, il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R (espresso in anni) che caratterizza la pericolosità sismica si ricava mediante la seguente espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Qualora l'attuale pericolosità sismica su reticolo di riferimento non contempli il periodo di ritorno T_R ricavato, il valore del generico parametro p (a_g , F_0 , T_C^*) ad esso corrispondente si ricava tramite la seguente interpolazione:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \times \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \times \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

dove T_{R1} e T_{R2} sono i periodi di ritorno più prossimi a T_R per i quali si dispone dei valori p_1 e p_2 del parametro p .

Per qualunque punto del territorio non ricadente nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri p (a_g , F_0 , T_C^*) di interesse possono calcolarsi come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici:

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

dove p_i = valore del parametro p nell' i -esimo punto della maglia elementare contenente il punto in esame; d_i = distanza del punto in esame dall' i -esimo punto della maglia.

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO		0,040	2,530	0,224
SLD	50	0,050	2,518	0,244
SLV	475	0,123	2,404	0,291
SLC	975	0,159	2,378	0,298

Categoria di sottosuolo

Sulla base di quanto rappresentato nella Relazione Geologica, la categoria di sottosuolo nel sito in esame corrisponde alla “C/D”. Cautelativamente, è stata assunta una classificazione “D” nella definizione degli spettri di risposta.

Condizioni topografiche

Nel caso specifico, l’azione sismica è stata valutata in riferimento ad una categoria topografica T1 (tab. 3.2.III).

Tabella 6: Tab. 3.2.III NTC2018 riportante le categorie topografiche del sito

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Fattore di comportamento

Per la valutazione del fattore di comportamento si è fatto riferimento alla relazione 7.2.1 delle NTC2018:

$$q_{im} = q_0 \cdot K_R$$

Dove q_0 è il valore base del fattore di comportamento allo SLV e K_R è un fattore che per le strutture regolari in altezza si assume pari a 1.

Per la struttura in calcestruzzo armato, il fattore q_0 è stato assunto pari a 3.3 (assumendo cautelativamente $\alpha_w/\alpha_1 = 1.1$ come nel caso di strutture monopiano) classificando l’edificio come struttura resistente a telaio per classe di duttilità bassa.

Per le strutture metalliche secondarie, nella definizione del valore base del fattore di comportamento q_0 si è tenuto conto della relazione 7.3.2 per le strutture a comportamento non dissipativo, la quale definisce un valore ridotto rispetto a quello minimo, relativo alla CD”B”, indicato nella Tab. 7.3.II corrispondente alla tipologia strutturale in esame, per cui è stato utilizzato un fattore di struttura pari a 1.50.

Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

		q_0	
Costruzioni d'acciaio (§ 7.5.2.2) e composte di acciaio-calcestruzzo (§ 7.6.2.2)			
Strutture intelaiate		5,0 α_w/α_1	4,0
Strutture con controventi eccentrici			

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

Spettri di progetto – edificio in c.a.

I parametri impiegati per la definizione dell'accelerazione massima di progetto sono di seguito illustrati nelle successive tabelle.

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,123 g
F_g	2,404
T_c^*	0,291 s
S_s	1,800
C_c	2,319
S_T	1,000
q	3,300

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0,050 g
F_g	2,518
T_c^*	0,244 s
S_s	1,800
C_c	2,529
S_T	1,000
q	3,300

Parametri dipendenti

S	1,800
η	0,303
T_B	0,225 s
T_C	0,674 s
T_D	2,093 s

Parametri dipendenti

S	1,800
η	0,303
T_B	0,206 s
T_C	0,618 s
T_D	1,802 s

Tabella 7: Parametri per la definizione degli spettri di progetto SLV - SLD

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limit SLV

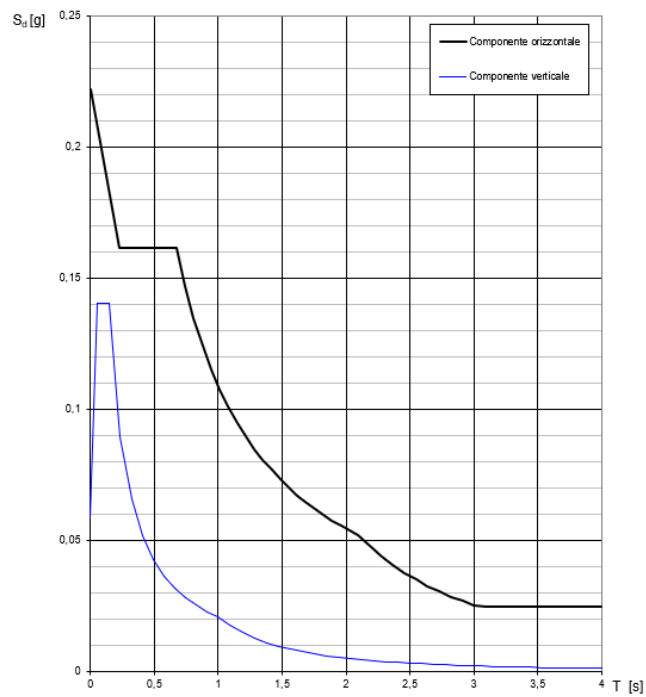


Figura 5-1: Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente orizzontale e verticale (SLV)

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limit SLD

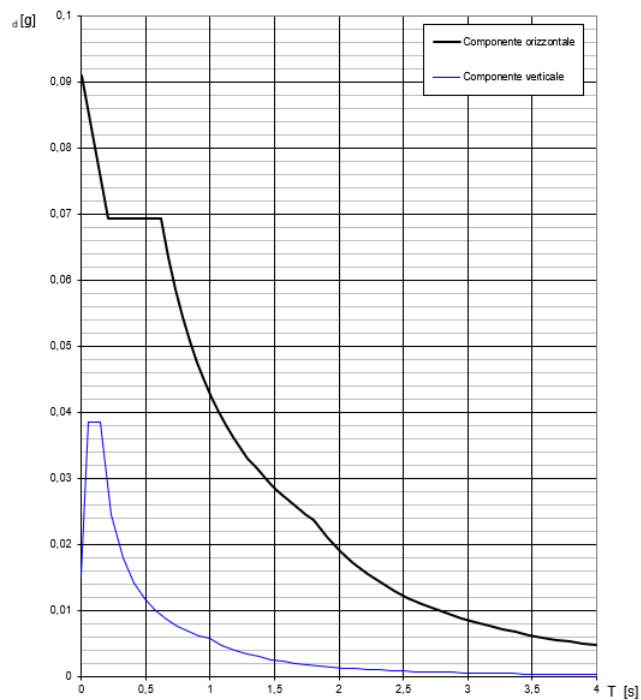


Figura 5-2: Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente orizzontale e verticale (SLD)

Spettri di progetto – rampe metalliche

I parametri impiegati per la definizione dell'accelerazione massima di progetto sono di seguito illustrati nelle successive tabelle.

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_0	0,123 g
F_0	2,404
T_C^*	0,291 s
S_S	1,800
C_C	2,319
S_T	1,000
q	1,500

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_0	0,050 g
F_0	2,518
T_C^*	0,244 s
S_S	1,800
C_C	2,529
S_T	1,000
q	1,500

Parametri dipendenti

S	1,800
η	0,667
T_B	0,225 s
T_C	0,674 s
T_D	2,093 s

Parametri dipendenti

S	1,800
η	0,667
T_B	0,206 s
T_C	0,618 s
T_D	1,802 s

Tabella 8: Parametri per la definizione degli spettri di progetto SLV - SLD

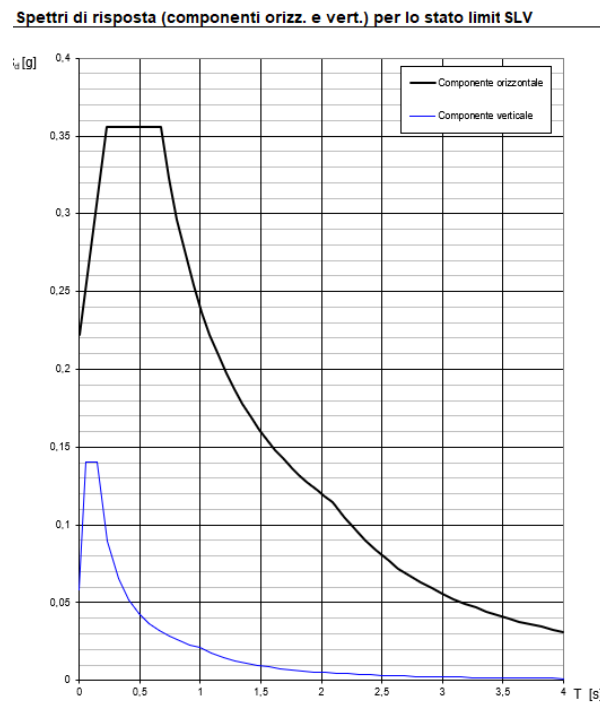


Figura 5-3: Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente orizzontale e verticale (SLV)

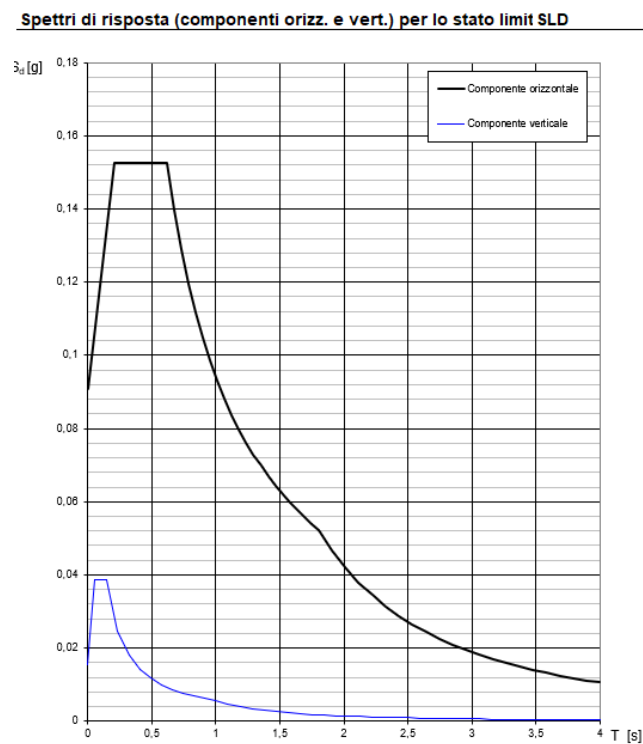


Figura 5-4: Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente orizzontale e verticale (SLD)

6 Modellazione strutturale

Per la determinazione delle sollecitazioni agenti nei vari elementi strutturali, è stato sviluppato un modello di calcolo tridimensionale agli elementi finiti dell'intera opera.

In questa maniera è stato possibile rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza della struttura in esame.

Le modellazioni numeriche F.E.M. 3D sono state svolte con l'ausilio del codice di calcolo STRAUS7 v.2.4.5, che utilizza il metodo degli spostamenti per ricercare la soluzione di problemi strutturali. Il codice di calcolo è stato utilizzato per ricavare gli spostamenti e le sollecitazioni per la verifica degli elementi strutturali agli SLU ed agli SLE.

I pilastri e le travi dell'edificio sono stati modellati con elementi di tipo "frame" mentre si è tenuto conto delle solette sia in termini di carichi applicati alle travi per aree di influenza che di vincoli interni, dati dalle rigidezze di piano.

Analogamente, nelle rampe laterali le colonne e le travi principali e secondarie sono state simulate mediante elementi monodimensionali "beam", mentre il grigliato del piano è stato tenuto in conto per i relativi effetti di massa e rigidezza. Le rampe inclinate sono state invece modellate in modo tale da replicare l'effettiva rigidezza di piano.

Di seguito vengono rappresentati alcune immagini estratte dal modello di calcolo.

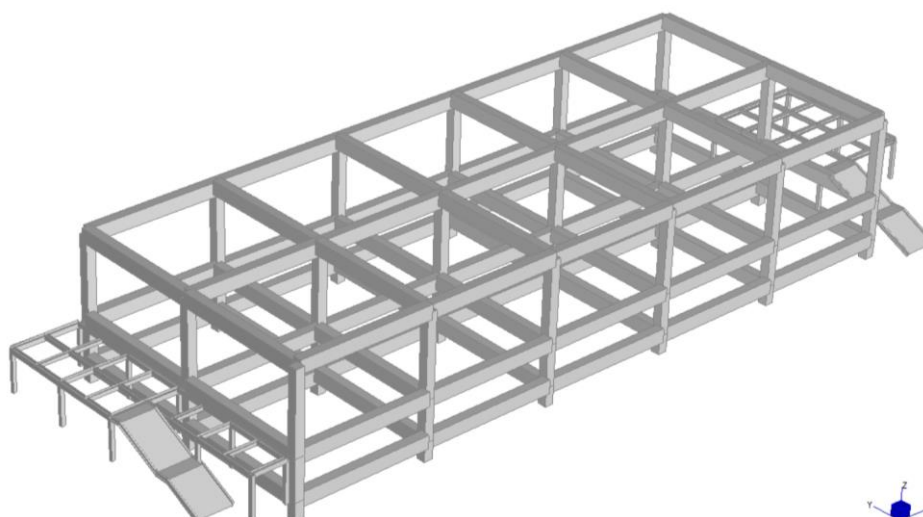


Figura 6-1: Vista estrusa 3D delle opere complessivamente modellate (vista da SW)

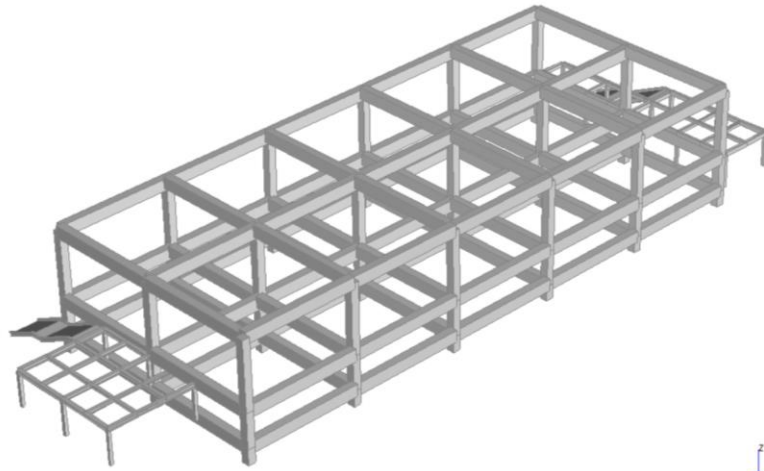


Figura 6-2: Vista estrusa 3D delle opere complessivamente modellate (vista da NE)

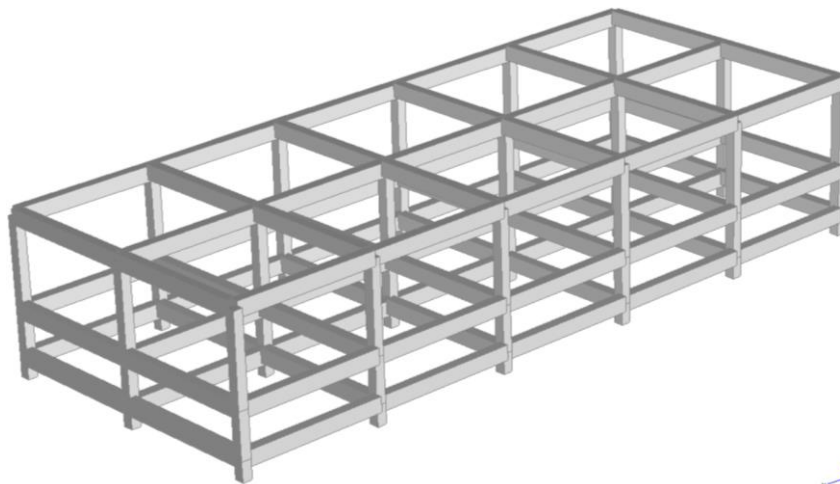


Figura 6-3: Vista estrusa 3D dell'edificio centrale

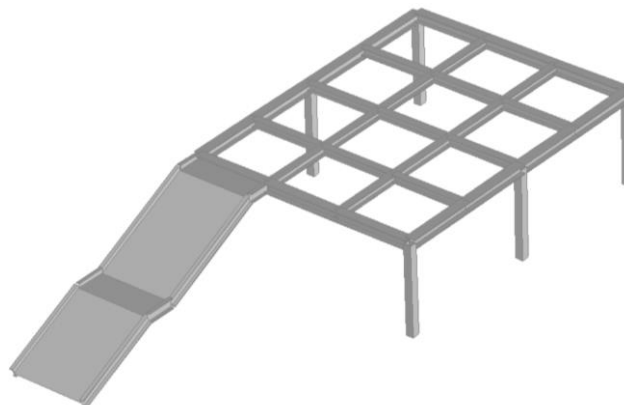


Figura 6-4: Vista estrusa 3D della rampa lato Est

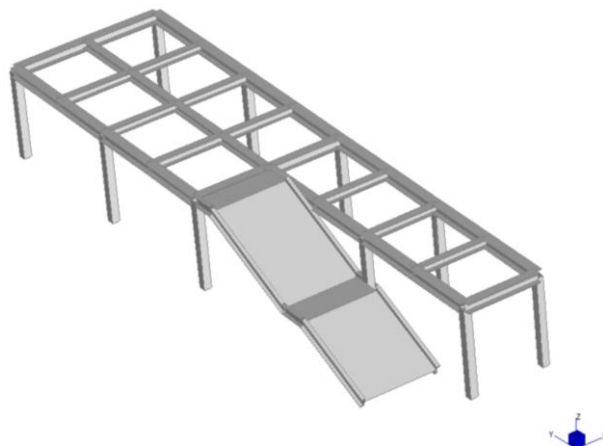


Figura 6-5: Vista estrusa 3D della rampa lato Ovest

6.1 Modellazione di vincoli e connessioni

I vincoli esterni della struttura sono stati modellati imponendo degli incastri alla base dei pilastri in c.a. dell'edificio, in linea con lo schema delle fondazioni.

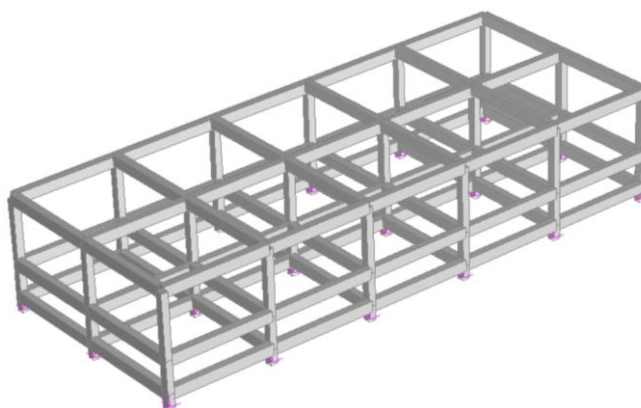


Figura 6-6: Vincoli fissi alla base dei pilastri

I diaframmi rigidi di piano, al livello intermedio ed in copertura, sono stati simulati imponendo vincoli rigidi rappresentati in colore azzurro.

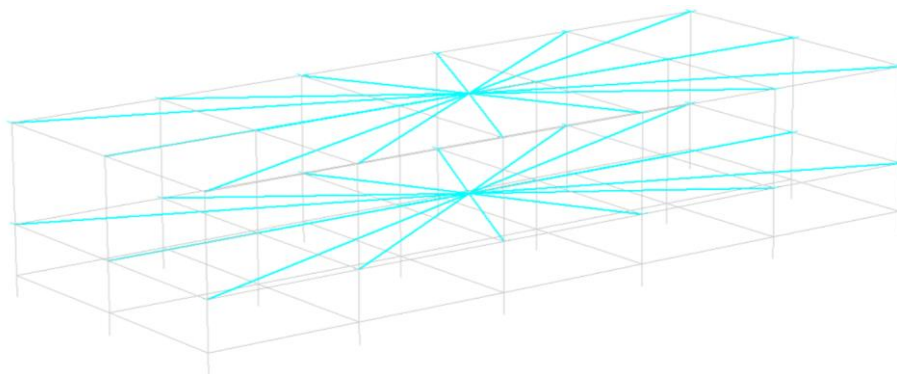


Figura 6-7: Vincoli rigidi di piano

Nel caso della struttura metallica, le colonne risultano incastrate a terra mentre le connessioni tra travi e colonne risultano di tipo incernierato, alla luce delle piastre angolari bullonate impiegate.

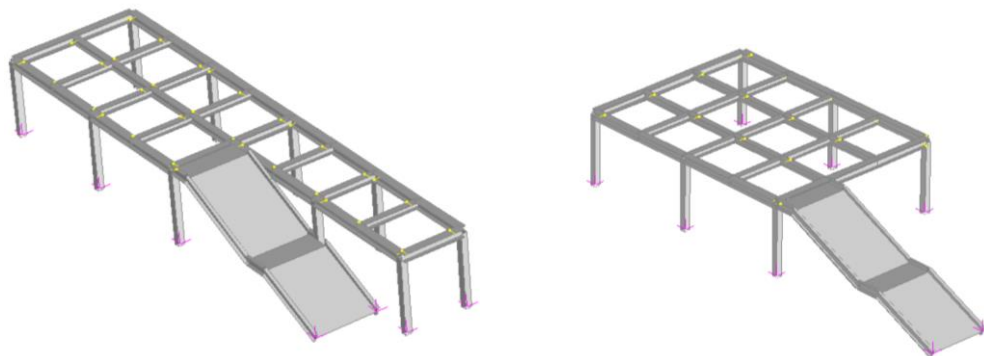


Figura 6-8: Vincoli fissi alla base delle colonne e svincoli a flessione nelle connessioni incernierate

6.2 Modellazione delle azioni statiche

Oltre alle azioni G1.1 indotte dai pesi propri delle strutture modellate, automaticamente calcolate dal codice, gli altri carichi sono stati direttamente applicati per area di influenza sulle travature portanti nei diversi tratti secondo gli schemi di seguito riportati.

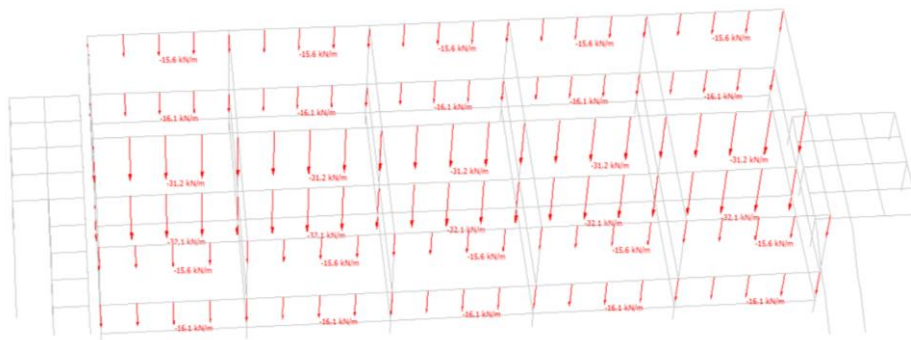


Figura 6-9: Azioni G1.2

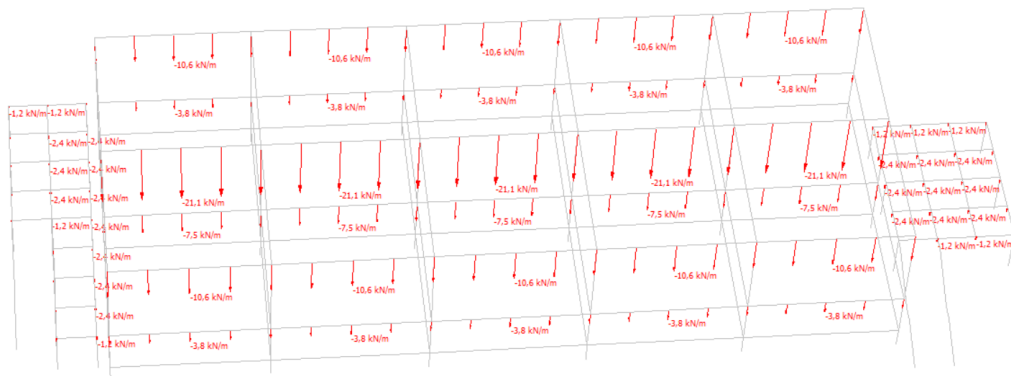


Figura 6-10: Azioni G2.1

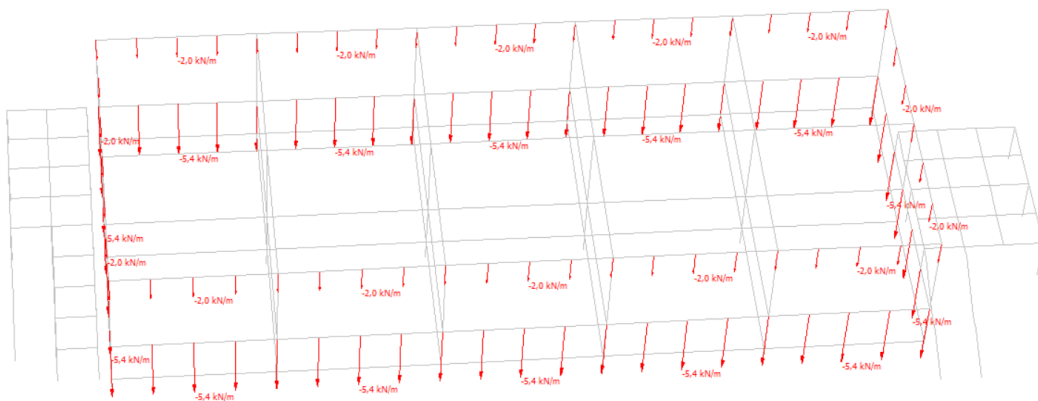


Figura 6-11: Azioni G2.2 (tamponature)

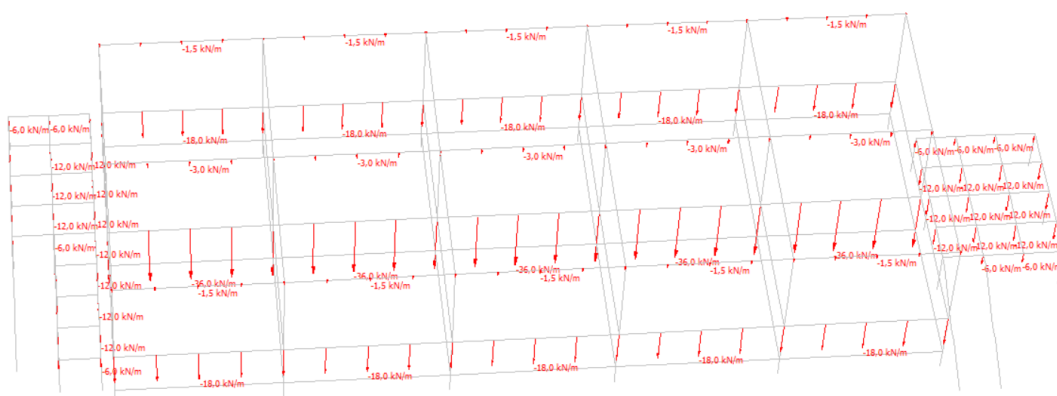


Figura 6-12: Azioni Q1 – Sovraccarico

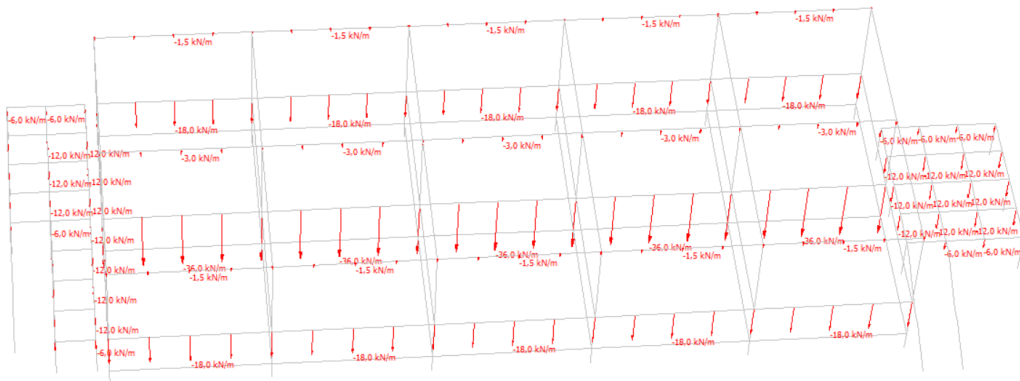


Figura 6-13: Azioni Q1 – Sovraccarico

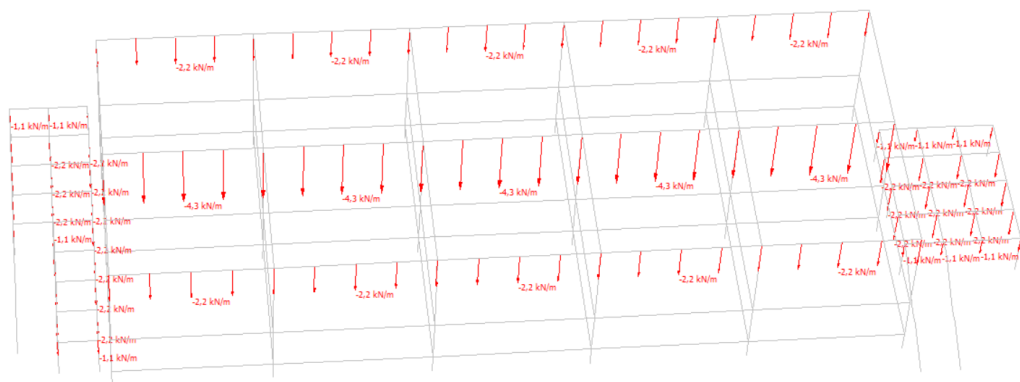


Figura 6-14: Azioni Q2 – Neve

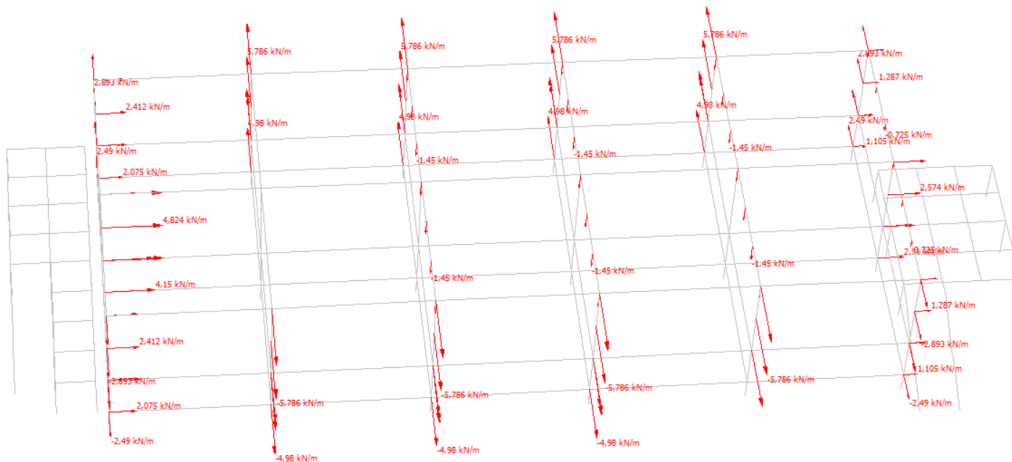


Figura 6-15: Azioni Q3.a – Vento X

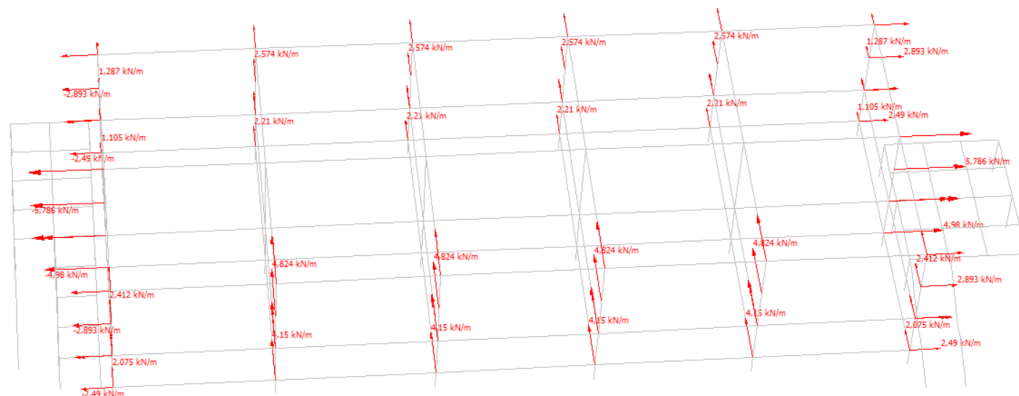


Figura 6-16: Azioni Q3.b – Vento Y

6.3 Modellazione delle azioni termiche

La coazione dovuta alle differenze di temperatura viene schematizzata imponendo un $\Delta T = \pm 25^\circ\text{C}$ agli elementi metallici delle rampe, dotati di un modulo di dilatazione termica α pari a $12 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$, e imponendo un $\Delta T = \pm 15^\circ\text{C}$ agli elementi in c.a. dell'edificio centrale, dotati di un modulo di dilatazione termica α pari a $10^{-5}/^\circ\text{C}$.

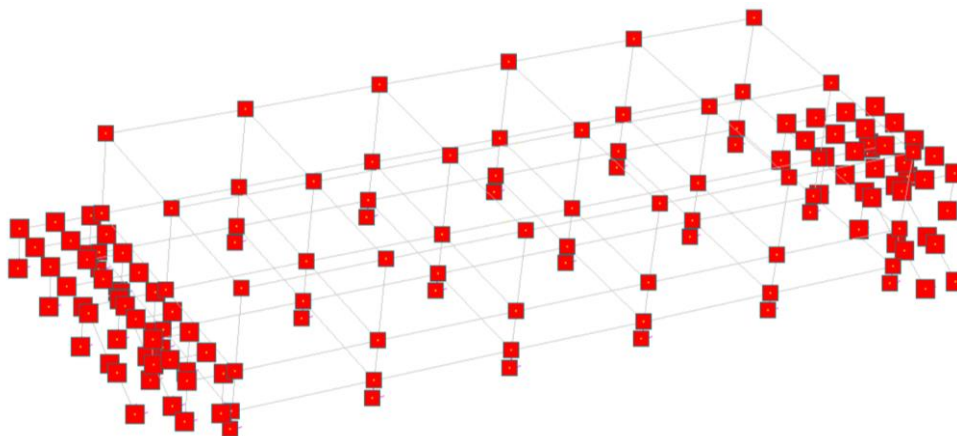


Figura 6-17: Azioni Q4 – Temperatura

6.4 Modellazione delle azioni sismiche

Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali presenti, secondo la relazione indicata in normativa:

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

I valori del coefficiente ψ_{2j} sono riportati in tab. 2.5.I delle NTC18:

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

Sulla base delle masse applicate, viene determinata la matrice delle masse del modello complessivo, con la quale vengono successivamente definiti i periodi propri dei modi di vibrare della struttura nell'analisi modale.

L'azione sismica, quindi, è stata applicata eseguendo un'analisi modale con spettro di risposta: dapprima è stato valutato il comportamento dinamico della struttura, dipendente dalle caratteristiche di massa e rigidità, mediante un'analisi modale finalizzata a comprendere le forme modali, con relativi periodi di vibrazione e percentuale di massa eccitata da ciascun modo.

Successivamente, sono stati selezionati per ciascuna direzione del piano i modi di vibrazione traslazionali tali da eccitare complessivamente una massa pari ad almeno l'85% della massa totale, e quindi negli spettri di progetto assunti sono state determinate per ciascuno di essi le azioni sismiche corrispondenti.

Il metodo di combinazione dei modi impiegato al fine di calcolare le sollecitazioni è quello della combinazione quadratica completa (CQC) :

$$E = (\sum_i \sum_j \rho_{ij} E_i E_j)^{1/2}$$

E è il valore totale della componente di risposta sismica che si sta considerando;

E_i è il valore della medesima componente dovuta al modo i ;

E_j è il valore della medesima componente dovuta al modo j ;

$\rho_{ij} = \left(8\xi^2 (1 + \beta_{ij}) \beta_{ij}^{3/2} \right) / \left((1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4\xi^2 \beta_{ij} (1 + \beta_{ij}^2)^2 \right)$ è il coefficiente di correlazione tra il modo i ed il modo j ;

ξ è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente;

β_{ij} è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia i - j di modi $\beta_{ij} = \omega_i / \omega_j$.

Considerando le due componenti orizzontali dell'azione sismica (trascurando la componente verticale, non necessaria per la tipologia di opera), i valori massimi della risposta ottenuti da ciascuna delle azioni applicate separatamente sono stati combinati sommando, ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione, il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione.

Gli spettri di progetto orizzontali considerati sono stati determinati assumendo il fattore di struttura $q = 1.5$ (struttura non dissipativa), come già illustrato, ed un coefficiente di smorzamento per la struttura convenzionalmente pari a $\xi = 5\%$.

7 Metodi di analisi strutturale

7.1 Analisi globale della struttura

L'analisi globale della struttura per la determinazione della distribuzione delle forze interne, delle tensioni, delle deformazioni e degli spostamenti è stata condotta mediante un'analisi lineare elastica. L'analisi elastica lineare può essere usata per valutare gli effetti delle azioni sia per gli stati limite di esercizio sia per gli stati limite ultimi.

Per la determinazione degli effetti delle azioni in condizioni SLU e SLE, le analisi sono state effettuate assumendo relazioni tensione-deformazione lineari per mezzo del modulo di elasticità del calcestruzzo $E_c = 33.3 \text{ GPa}$ e dell'acciaio $E_s = 206 \text{ GPa}$.

7.2 Metodi di progetto e di verifica

La sicurezza e le prestazioni dell'opera e delle sue parti sono state valutate con riferimento agli stati limite previsti durante la sua vita nominale.

La durabilità dell'opera è garantita dalla scelta dei materiali e dalla limitazione dei tassi di lavoro attesi tramite un opportuno dimensionamento delle membrature.

In particolare le verifiche strutturali hanno riguardato:

- gli stati limite ultimi conseguenti alle diverse combinazioni delle azioni;
- gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese.

Le verifiche sono state condotte nell'ottica di un approccio semiprobabilistico gli stati limite (metodo di primo livello).

Per le verifiche di sicurezza degli stati limite ultimi di resistenza si è seguito il metodo dei coefficienti parziali di sicurezza, formalmente espresso dalla seguente relazione:

$$R_d \geq E_d$$

dove

R_d = resistenza di progetto valutata in base alla resistenza di progetto dei materiali ed ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

E_d = effetto delle azioni di progetto.

Per le verifiche degli stati limite di esercizio si sono controllati essenzialmente aspetti di funzionalità, connessi con spostamenti verticali ed orizzontali limitati alle soglie suggerite

anche dai riferimenti normativi. Nelle verifiche agli stati limite ultimi si è considerato lo stato limite di resistenza della struttura.

7.3 Combinazione delle azioni

Le condizioni di carico “elementari” sulla struttura, già precedentemente illustrate, sono state determinate in accordo con la Normativa vigente e sono le seguenti:

- peso proprio degli elementi strutturali G1;
- pesi permanenti non strutturali G2;
- sovraccarico Q1;
- azione neve Q2;
- azione vento Q3a “Vento X” e Q3b “Vento Y”
- effetti delle variazioni termiche Q4;
- azione sismica E.

Tali condizioni di carico “elementari” sono state combinate, nell’ottica di un approccio agli stati limite, seguendo quanto prescritto dalla Normativa vigente secondo la schematizzazione seguente:

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

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

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all’azione sismica E :

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione SLE quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti di lungo termine:

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

Nella tabella di seguito si riportano le combinazioni, tra quelle elaborate, che sono risultate dimensionanti in fase di verifica.

	COMBINAZIONI DI CARICO													
	SLU 1	SLU 2a	SLU 2b	SLU 3a	SLU 3b	SLU 4a	SLU 4b	SLE rara	SLE qp	SLV X	SLV Y	SLDX	SLDY	
<i>Azioni elementari</i>														
G1	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1	1	1	1	1	1	1
G2	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1	1	1	1	1	1	1
Q1 Sovraccarico	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Q2 Neve	1,5	0	0	1,5	1,5	0,75	0,75	0,5	0	0	0	0	0	0
Q3a Vento X	0	1,5	0,45	0,9	0	1,5	0,45	0	0	0	0	0	0	0
Q3b Vento Y	0	0,45	1,5	0	0,9	0,45	1,5	0	0	0	0	0	0	0
Q4 Temp	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0	0	0	0	0	0	0
SLV X	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLV Y	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLDX	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLDY	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabella 9: Combinazioni dei carichi adottate

8 Risultati delle analisi

8.1 Risultati dell'analisi modale

Di seguito vengono rappresentati i risultati dell'analisi modale effettuata per determinare il comportamento dinamico della struttura. Nelle immagini seguenti vengono illustrate le configurazioni deformate associate ai modi di vibrare principali (caratterizzati da una massa partecipante superiore al 5%) evidenziando in rosso la configurazione attesa rispetto a quella di partenza.

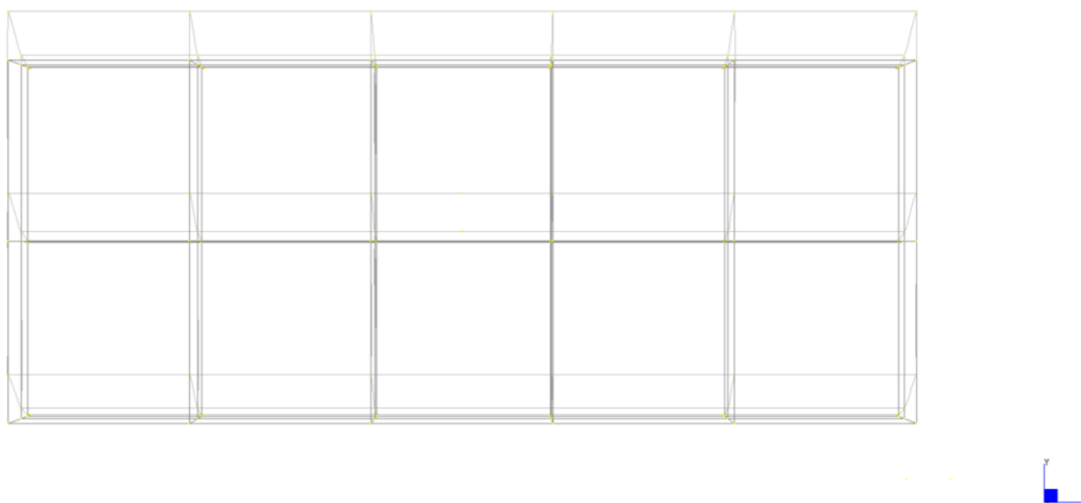


Figura 8-1: I modo Edificio centrale ($M_y = 63\%$ - $T = 0.32$ s)

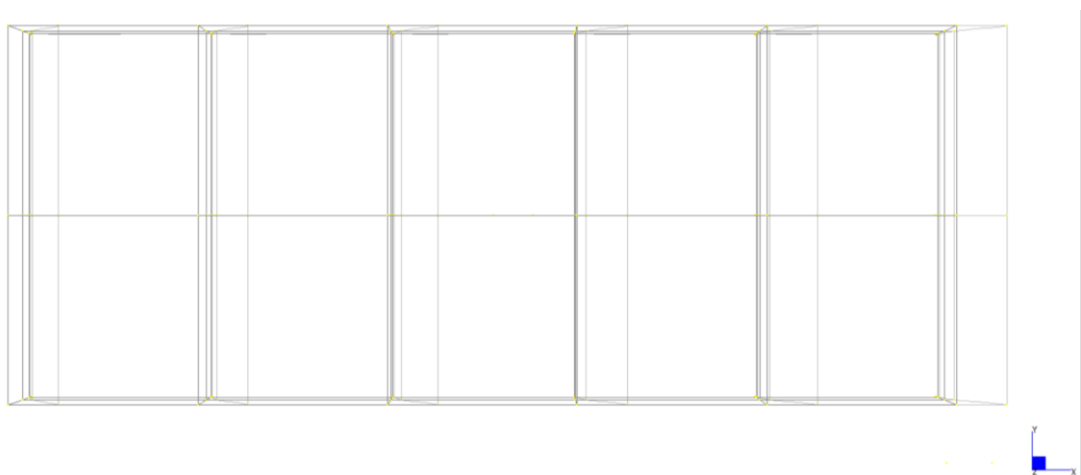


Figura 8-2: II modo Edificio centrale ($M_x = 63\%$ - $T = 0.30$ s)

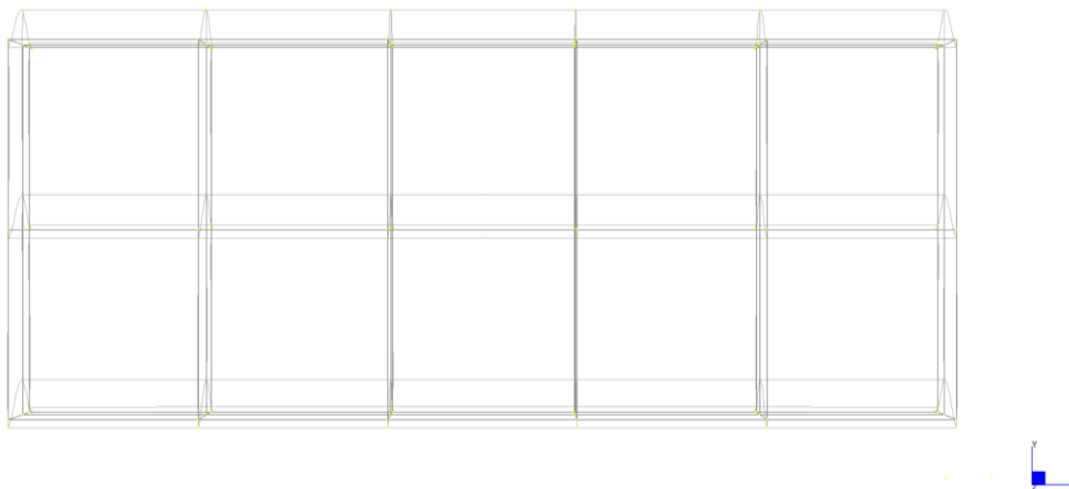


Figura 8-3: III modo Edificio centrale ($M_y = 29\%$ - $T = 0.10$ s)

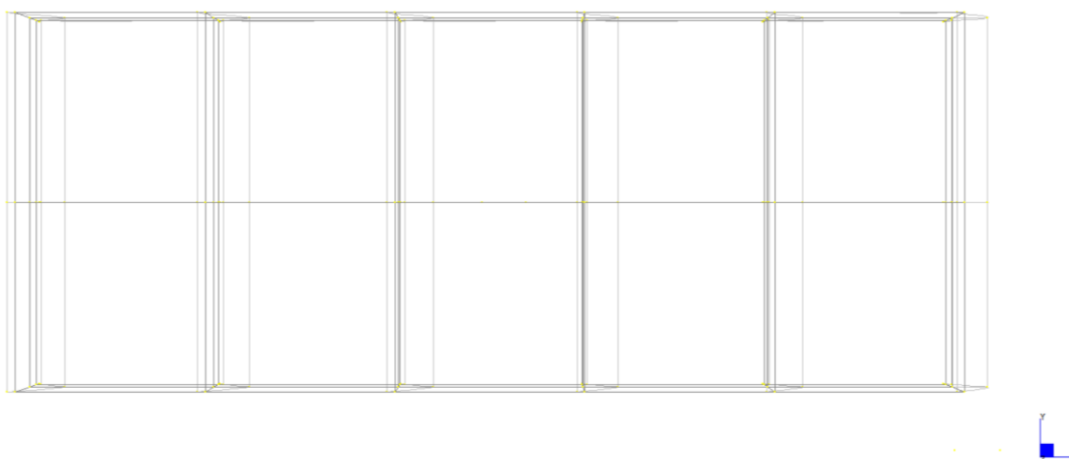


Figura 8-4: IV modo Edificio centrale ($M_x = 29\%$ - $T = 0.09$ s)

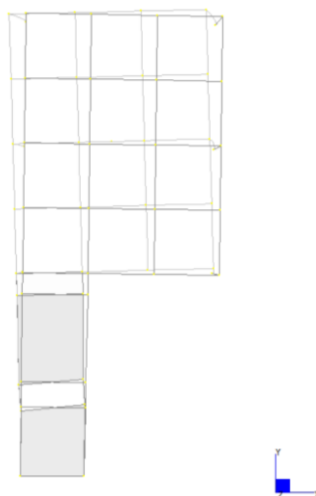


Figura 8-5: I modo Rampa Est ($M_x = 80.5\%$ - $T = 0.15$ s)

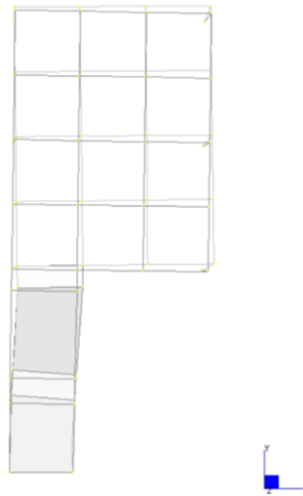


Figura 8-6: II modo Rampa Est ($M_y=51.3\%$ - $T = 0.1\text{ s}$)

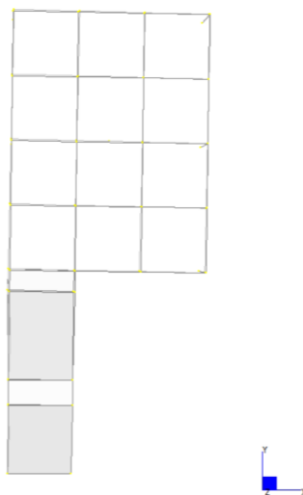


Figura 8-7: III modo Rampa Est ($M_y=29\%$ - $T = 0.04\text{ s}$)

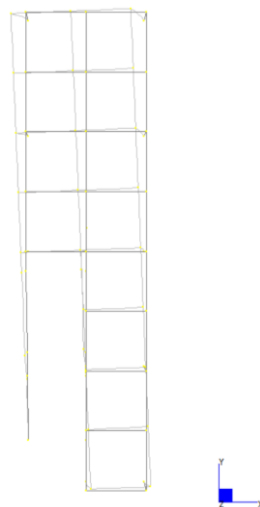


Figura 8-8: I modo Rampa Ovest ($M_x = 53\%$ - $T = 0.12\text{ s}$)

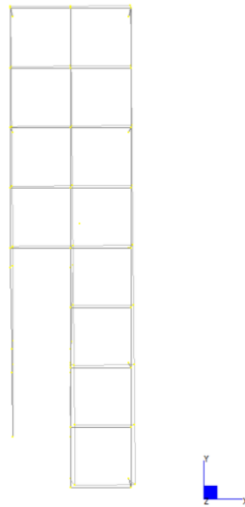


Figura 8-9: II modo Rampa Ovest ($M_x = 15\%$ - $M_y = 29\%$ - $T = 0.08$ s)

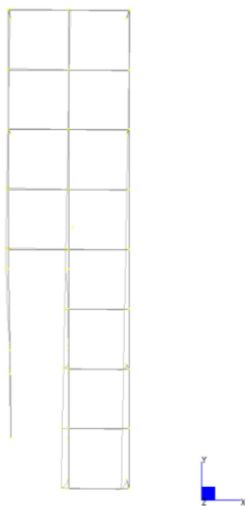


Figura 8-10: III modo Rampa Ovest ($M_x = 29\%$ - $T = 0.07$ s)



Figura 8-11: IV modo Rampa Ovest ($M_y = 63\%$ - $T = 0.05$ s)

8.2 Sollecitazioni massime negli elementi strutturali

Per ciascuno dei profili adottati, vengono di seguito illustrate le sollecitazioni dimensionanti per gli stati limite ultimi.

8.2.1 Travi edificio centrale in c.a.

I momenti flettenti sollecitanti ed i tagli sulle travi 40x60 dell'edificio centrale sono di seguito illustrati (inviluppo).

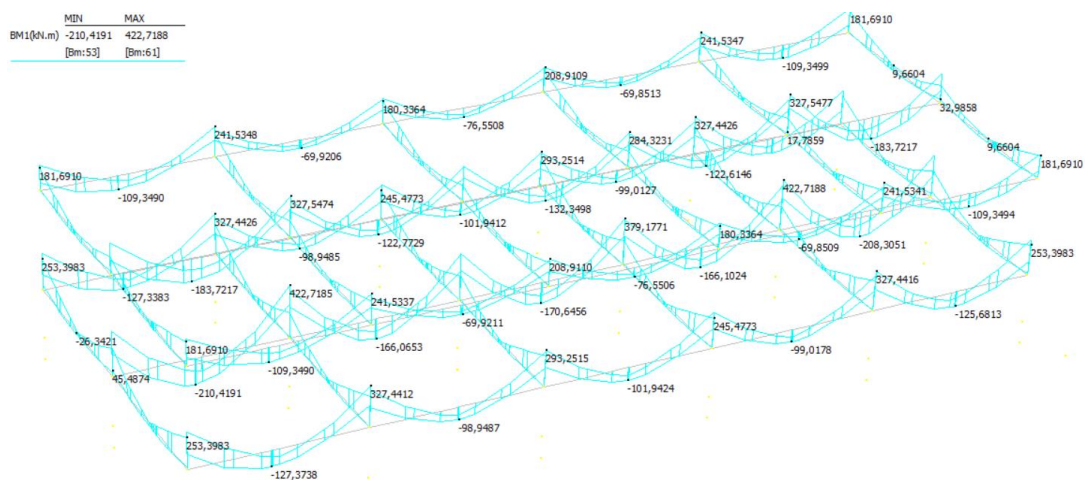


Figura 8-12: Sollecitazioni flessionali massime sulle travi: $M_{Ed}^+ = 423 \text{ kNm}$ – $M_{Ed}^- = -211 \text{ kNm}$

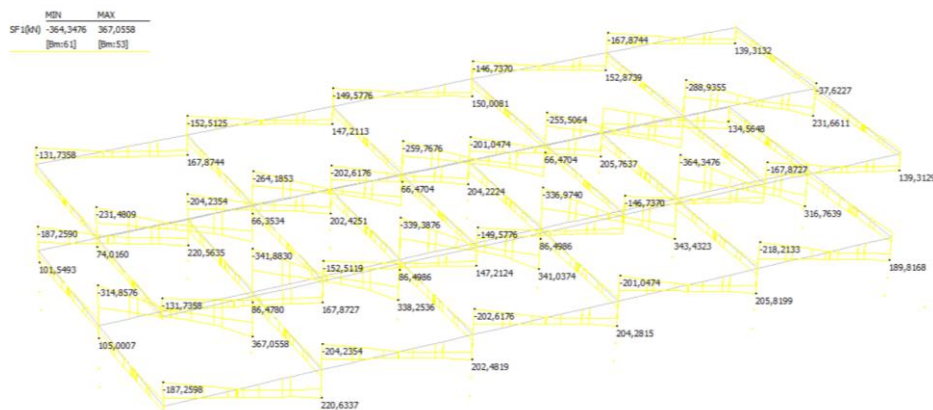


Figura 8-13: Sollecitazioni di taglio massime sulle travi: $V_{Ed} = 368 \text{ kN}$

8.2.2 Pilastri edificio centrale in c.a.

I momenti flettenti sollecitanti, i tagli e le azioni normali sui pilastri 40x40 dell'edificio centrale sono di seguito illustrati (inviluppo).

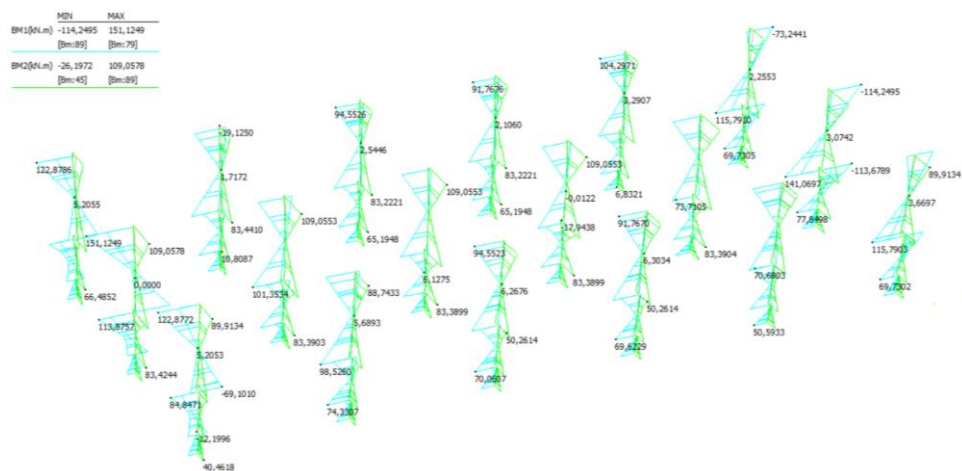


Figura 8-14: Sollecitazioni flessionali massime sui pilastri: $M_{Ed}^x = 152 \text{ kNm}$ – $M_{Ed}^y = 110 \text{ kNm}$

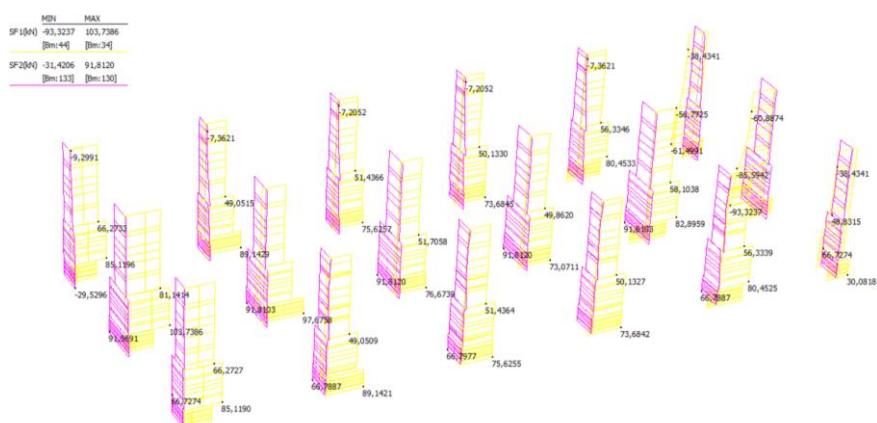


Figura 8-15: Sollecitazioni di taglio massime sui pilastri: $V_{Ed}^x = 104 \text{ kN}$ – $V_{Ed}^y = 92 \text{ kN}$



Figura 8-16: Sollecitazioni assiali massime sui pilastri: $N_{Ed} = 1477 \text{ kN}$

8.2.3 Travi HEA 200 delle rampe

I momenti flettenti sollecitanti ed i tagli sulle travi HEA200 sono di seguito illustrati (inviluppo).

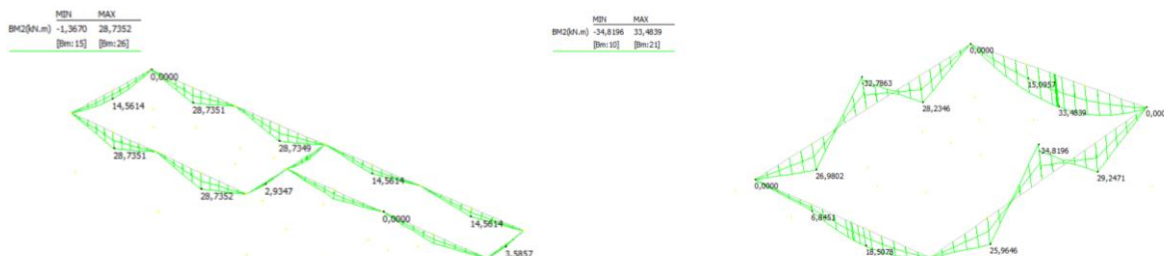


Figura 8-17: Sollecitazioni flessionali massime sulle travi HEA 200: $M_{Ed} = 34 \text{ kNm}$



Figura 8-18: Sollecitazioni di taglio massime sulle travi HEA 200: $V_{Ed} = 41 \text{ kN}$

8.2.4 Travi HEA 160 delle rampe

I momenti flettenti sollecitanti ed i tagli sulle travi HEA160 sono di seguito illustrati (inviluppo).



Figura 8-19: Sollecitazioni flessionali massime sulle travi HEA 160: $M_{Ed} = 65 \text{ kNm}$

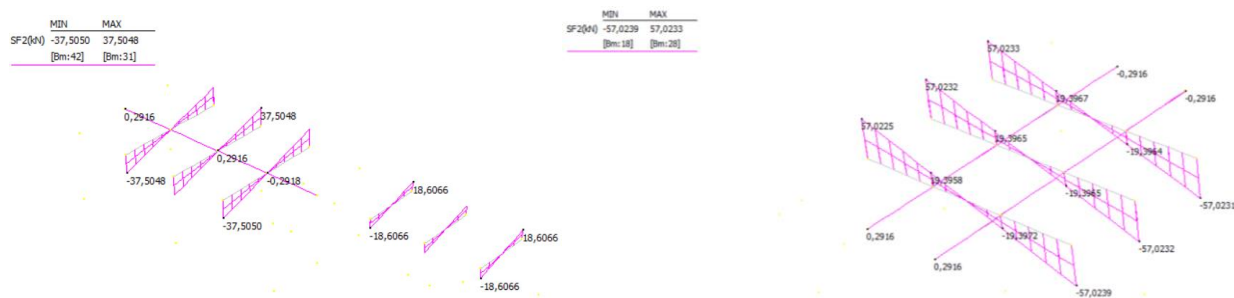


Figura 8-20: Sollecitazioni di taglio massime sulle travi HEA 160: $V_{Ed} = 57 \text{ kN}$

8.2.5 Colonne SHS 150x16 delle rampe

I momenti flettenti sollecitanti, i tagli e le azioni normali sulle colonne della rampa Est sono di seguito illustrati (inviluppo).



Figura 8-21: Sollecitazioni flessionali massime sulle colonne: $M_{Ed}^x = 10 \text{ kNm}$ – $M_{Ed}^y = 5 \text{ kNm}$

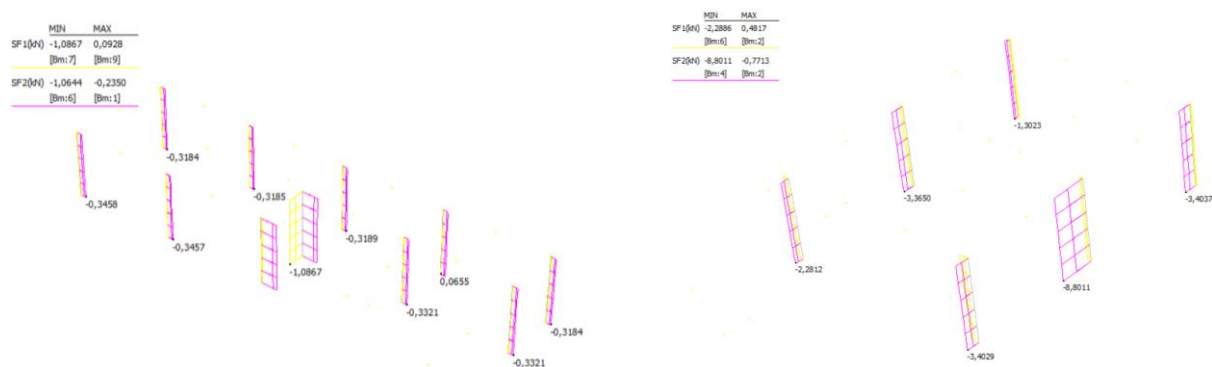


Figura 8-22: Sollecitazioni di taglio massime sulle colonne: $V_{Ed}^x = 9 \text{ kN}$ – $V_{Ed}^y = 3 \text{ kN}$

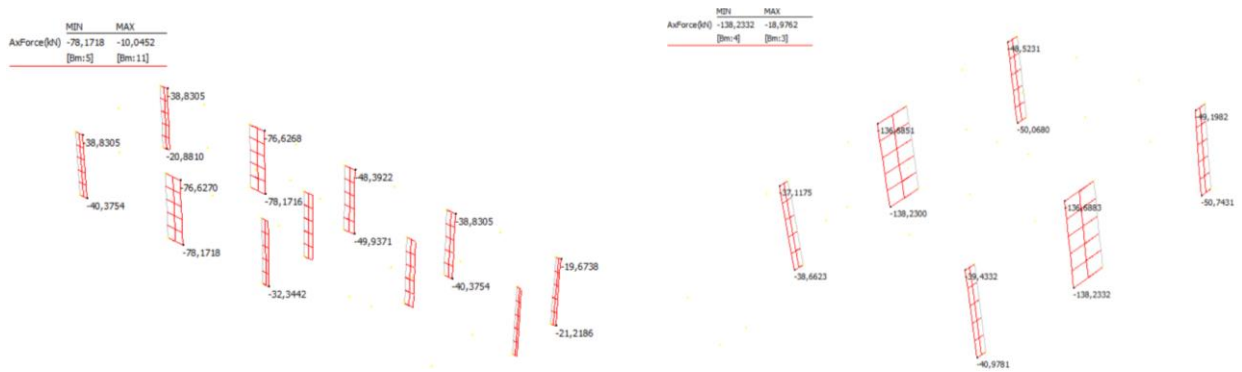


Figura 8-23: Sollecitazioni assiali massime sulle colonne: $N_{Ed} = 140 \text{ kN}$

9 Verifiche strutturali

9.1 Criteri di verifica SLU

La resistenza di calcolo delle membrature R_d si pone nella forma:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$$

In cui R_k è il valore caratteristico della resistenza – trazione, compressione, flessione, taglio e torsione – della membratura, determinata dai valori caratteristici delle resistenza dei materiali f_{yk} e dalle caratteristiche geometriche degli elementi strutturali, come di seguito illustrate.

9.1.1 Sollecitazioni nelle membrature in c.a.

Elementi presso-inflessi

Per la valutazione della resistenza flessionale in presenza e in assenza di sforzo assiale delle sezioni di elementi monodimensionali, si adottano le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- resistenza a trazione del calcestruzzo nulla.

Con riferimento alla sezione pressoinflessa, rappresentata in figura, la capacità di resistenza si determina in base alle ipotesi di calcolo e ai modelli ordinari (stress-block per calcestruzzo, diagramma bilineare per l'acciaio).

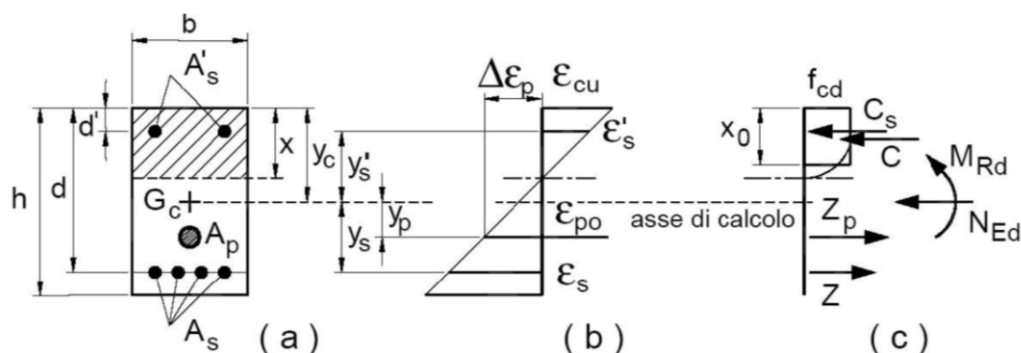


Figura 9-1: Schemi di verifica per sezione in c.a. presso-inflessa

Le verifiche si eseguono confrontando la resistenza con la corrispondente domanda secondo la relazione:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) > M_{Ed}$$

dove

M_{Rd} è il valore di progetto del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;

N_{Ed} è il valore di progetto dello sforzo normale sollecitante;

M_{Ed} è il valore di progetto del momento di domanda.

Nel caso di pressoflessione deviata la verifica della sezione può essere posta nella forma

$$\left(\frac{M_{E_{yd}}}{M_{R_{yd}}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{E_{zd}}}{M_{R_{zd}}} \right)^\alpha \leq 1$$

Dove $M_{E_{yd}}$, $M_{E_{zd}}$ sono i valori di progetto delle due componenti di flessione retta della sollecitazione attorno agli assi y e z, $M_{R_{yd}}$, $M_{R_{zd}}$ sono i valori di progetto dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti a N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi y e z.

In mancanza di una specifica valutazione, può assumersi per sezioni rettangolari:

N_{Ed}/N_{Rcd}	0,1	0,7	1,0
α	1,0	1,5	2,0

Elementi sollecitati a taglio in assenza di specifica armatura

La verifica di resistenza (SLU) si pone con $V_{Rd} > V_{Ed}$, dove V_{Ed} è il valore di progetto dello sforzo di taglio agente. Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\}$$

con

f_{ck} espresso in MPa

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ($\leq 0,02$) che si estende per non meno di $(l_{ba} + d)$ oltre la sezione considerata, dove l_{ba} è la lunghezza di ancoraggio;

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ [MPa] è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Elementi sollecitati a taglio dotati di specifica armatura

La resistenza di progetto a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. La cotangente dell'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve essere compresa tra 1 e 2.5.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con $V_{Rd} > V_{Ed}$ dove V_{Ed} è il valore di progetto dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

La resistenza di progetto a taglio della trave è la minore delle due sopra definite.

dove d , b_w e σ_{cp} hanno il significato già indicato, e inoltre si è posto:

A_{sw} area dell'armatura trasversale;

s interasse tra due armature trasversali consecutive;

α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

$v f_{cd}$ resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($v = 0,5$);

α_c coefficiente maggiorativo variabile in funzione del tasso di lavoro a compressione.

9.1.2 Sollecitazioni nelle membrature metalliche

Le classi di sezione delle membrature metalliche sono definite come illustrato di seguito.

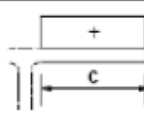
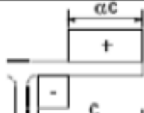
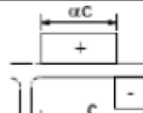
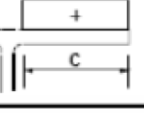
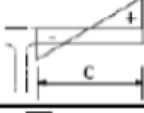
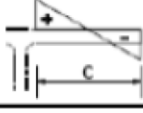
Piattabande esterne						
Profilati laminati a caldo			Sezioni saldate			
Classe	Piattabande esterne soggette a compressione	Piattabande esterne soggette a flessione e a compressione				
		Con estremità in compressione		Con estremità in trazione		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_e}$ Per k_e vedere EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Figura 2: Classi di sezioni dei profilati metallici

Per le verifiche di resistenza delle sezioni delle membrature, con riferimento ai modelli di resistenza esposti nella normativa NTC18 ed utilizzando acciai dal grado S 235 al grado S 460, si adottano i fattori parziali γ_{M0} e γ_{M2} indicati nella tabella. Il coefficiente di sicurezza γ_{M2} , in particolare, deve essere impiegato qualora si eseguano verifiche di elementi tesi nelle zone di unione delle membrature indebolite dai fori.

Per valutare la stabilità degli elementi strutturali compressi, inflessi e presso-inflessi, si utilizza il coefficiente parziale di sicurezza γ_{M1} .

Tabella 10: Coefficienti di sicurezza per la resistenza

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)	$\gamma_{M2} = 1,25$

Le verifiche degli elementi strutturali sono state condotte, a seconda dello stato tensionale agente nell'elemento analizzato, con riferimento alle seguenti relazioni.

Elementi inflessi (flessione retta)

Il momento flettente di calcolo M_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

dove la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione $M_{c,Rd}$ si valuta tenendo conto della presenza di eventuali fori in zona tesa per collegamenti bullonati o chiodati.

La resistenza di calcolo a flessione retta della sezione $M_{c,Rd}$ vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 1 e 2;}$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 3;}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 4;}$$

Una trave con sezione ad I o H soggetta a flessione nel piano dell'anima, con la piattabanda compressa non sufficientemente vincolata lateralmente, deve essere verificata nei riguardi dell'instabilità flessa torsionale secondo la formula

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

dove:

M_{Ed} è il massimo momento flettente di calcolo

$M_{b,Rd}$ è il momento resistente di progetto per l'instabilità.

Il momento resistente di progetto per i fenomeni di instabilità di una trave lateralmente non vincolata può essere assunto pari a:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

Dove W_y è il modulo resistente della sezione, pari al modulo plastico $W_{pl,y}$, per le sezioni di classe 1 e 2, al modulo elastico $W_{el,y}$, per le sezioni di classe 3 e che può essere assunto pari al modulo efficace $W_{eff,y}$, per le sezioni di classe 4.

Il fattore χ_{LT} è il fattore di riduzione per l'instabilità flessione-torsionale, dipendente dal tipo di profilo impiegato; può essere determinato per profili laminati o composti saldati dalla formula

$$\chi_{LT} = \frac{1}{f} \cdot \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq \begin{cases} 1,0 \\ \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \cdot \frac{1}{f} \end{cases}$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

Il coefficiente di snellezza adimensionale λ_{LT} è dato dalla formula:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_{yk}}{M_{cr}}}$$

in cui M_{cr} è il momento critico elastico di instabilità torsionale, calcolato considerando la sezione lorda del profilo e i ritegni torsionali nell'ipotesi di diagramma di momento flettente uniforme. Il fattore di imperfezione α_{LT} è ottenuto dalle indicazioni riportate nella Tab. 4.2.VII. Il coefficiente $\lambda_{LT,0}$ può essere assunto in generale pari a 0,2 e comunque mai superiore a 0,4 (consigliato per sezioni laminati e composte saldate) mentre il coefficiente β può essere assunto in generale pari ad 1 e comunque mai inferiore a 0,75 (valore consigliato per sezioni laminati e composte saldate).

Il fattore f considera la reale distribuzione del momento flettente tra i ritegni torsionali dell'elemento inflesso ed è definito dalla formula:

$$f = 1 - 0,5(1 - k_c) \left[1 - 2,0(\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2 \right]$$

in cui il fattore correttivo k_c assume i valori riportati nel seguente abaco.









Distribuzione del momento flettente	Fattore correttivo k_c
 $\psi = M_{dx}/M_{sx} = 1$	1,0
 $-1 \leq \psi \leq 1$	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
	0,94
	0,90
	0,91
	0,86
	0,77
	0,82

Figura 3: Fattore correttivo k_c in funzione del diagramma dei momenti

Elementi sollecitati a taglio

Il valore di calcolo dell'azione tagliante V_{Ed} deve rispettare la condizione:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

dove la resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}$, in assenza di torsione, vale:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

dove A_v è l'area resistente a taglio.

Elementi sollecitati a flessione e taglio

Se il taglio di calcolo V_{Ed} è inferiore a metà della resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}$ si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione, eccetto nei casi in cui l'instabilità per taglio riduca la resistenza a flessione della sezione.

Se il taglio di calcolo V_{Ed} è superiore a metà della resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}$ bisogna tener conto dell'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Posto

$$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2$$

la resistenza a flessione si determina assumendo per l'area resistente a taglio A_v la tensione di snervamento ridotta $(1 - \rho) f_{yk}$.

Elementi pressoinflessi

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso-flessione nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di calcolo a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1-n) / (1-0,5 a) \leq M_{pl,y,Rd}$$

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso flessione nel piano delle ali, la corrispondente resistenza convenzionale di calcolo a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \text{ per } n \leq a,$$

$$\text{o } M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \text{ per } n > a$$

essendo $M_{pl,y,Rd}$ il momento resistente plastico a flessione semplice nel piano dell'anima, $M_{pl,z,Rd}$ il momento resistente plastico a flessione semplice nel piano delle ali, e posto:

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$$

$$a = (A - 2 b t_f) / A \leq 0,5$$

dove:

A è l'area lorda della sezione,

b è la larghezza delle ali,

t_f è lo spessore delle ali.

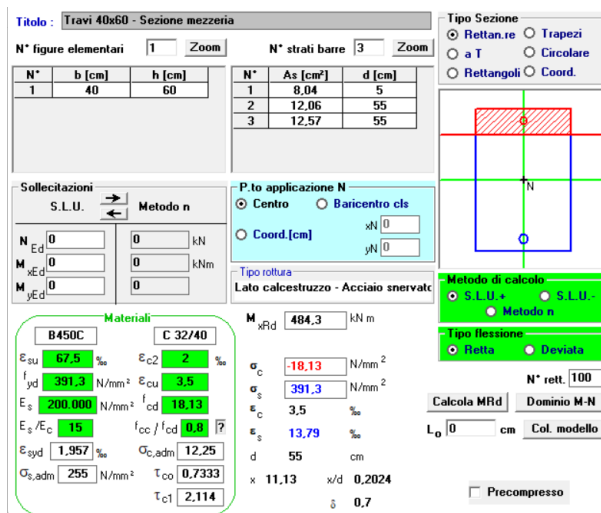
Per sezioni generiche di classe 1 e 2 la verifica si conduce controllando che il momento di progetto sia minore del momento plastico di progetto, ridotto per effetto dello sforzo normale di progetto, $M_{N,y,Rd}$.

9.2 Verifiche di resistenza degli elementi strutturali in c.a.

9.2.1 Verifiche a flessione e taglio delle travi

Armatura longitudinale delle travi

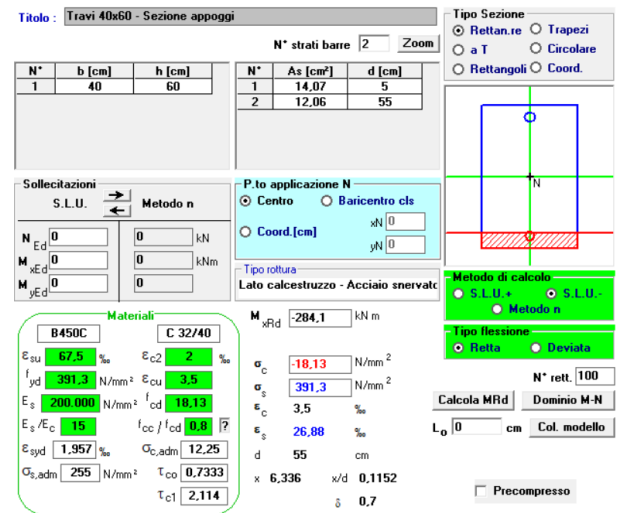
Ferri superiori correnti	4 ϕ 16
Ferri integrativi agli appoggi	3 ϕ 16
Ferri inferiori correnti	6 ϕ 16
Ferri integrativi in campata	4 ϕ 20



$$M_{Ed}^+ = 423 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}^+ = 484 \text{ kNm}$$

$$R_d/E_d = 1.15$$



$$M_{Ed}^- = -211 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}^- = -284 \text{ kNm}$$

$$R_d/E_d = 1.35$$

Armatura trasversale delle travi

Staffe tratto centrale	ϕ 10 / 250	$V_{Rd} = 196 \text{ kN}$
Staffe in prossimità degli appoggi	ϕ 10 / 120	$V_{Rd} = 409 \text{ kN}$

MATERIALI						
Calcestruzzo	C32/40	γ_c	1,5	R_{ck}	40,0	N/mm ²
Acciaio	B450C	γ_s	1,15	f_{yk}	450	N/mm ²
SEZIONE						
<i>Sezione rettangolare</i>	b_w	600 mm	<i>larghezza</i>	c	45 mm	<i>copriferro</i>
	h	400 mm	<i>altezza</i>			
<i>Staffe</i>	n	2	<i>bracci</i>	s	120 mm	<i>passo</i>
zona critica	NO	Φ_{staffe}	10	<i>diametro</i>	S_{min}	175 mm
duttilità	€B-B	Φ_{barre}	-	<i>diametro</i>	L_{crit}	-
RESISTENZA A TAGLIO - NTC 4.1.2.1.3.2						
Resistenza: taglio trazione	V_{Rsd}	163653	$ctg \theta$			
Resistenza: taglio compressione	V_{Rcd}	1803258	$ctg \theta / (1 + ctg^2 \theta)$			
Inclinazione del puntone	$ctg \theta$	2,50				
Resistenza a taglio	V_{Rd}	409,13	kN			

$$V_{Ed} = 368 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 409 \text{ kN}$$

$$R_d/E_d = 1.11$$

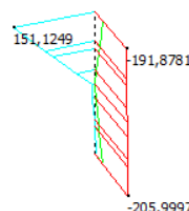
9.2.2 Verifiche a pressoflessione e taglio dei pilastri

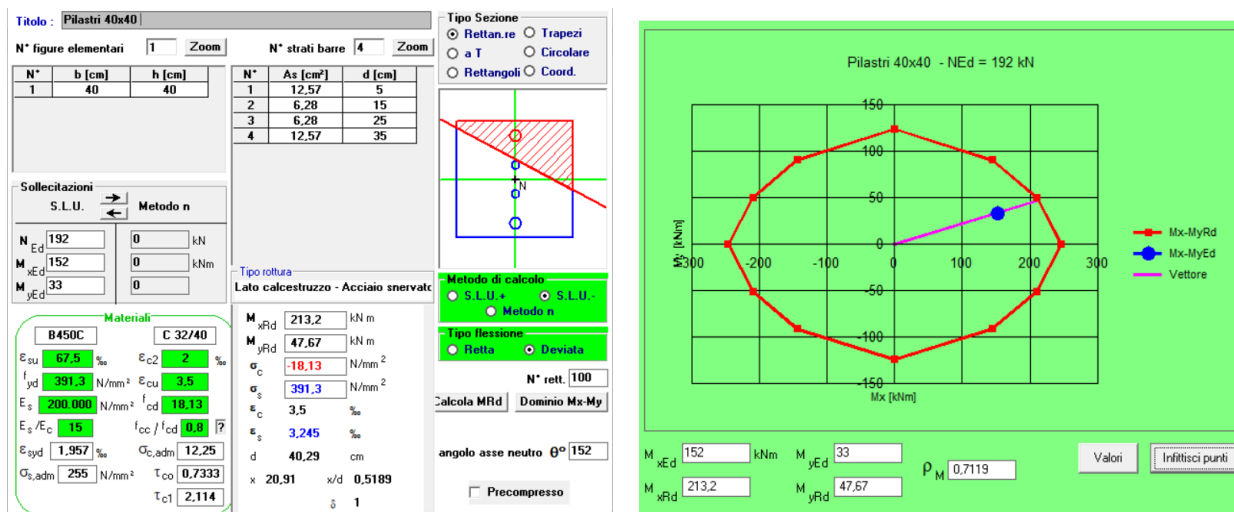
Armatura longitudinale dei pilastri

Ferri faccia superiore (d=5 cm)	4 ϕ 20
Ferri intermedi superiori (d = 15 cm)	2 ϕ 20
Ferri intermedi inferiori (d = 25 cm)	2 ϕ 20
Ferri faccia inferiore (d=35 cm)	4 ϕ 20

In corrispondenza della massima sollecitazione flettente ($M_{Ed}^X = 152 \text{ kNm}$), ottenuta in combinazione sismica SLV X, le sollecitazioni flettenti su Y e lo sforzo assiale sono risultati rispettivamente pari a $M_{Ed}^Y = 33 \text{ kNm}$ e $N_{Ed} = 192 \text{ kN}$, come di seguito illustrato.

	MIN	MAX
BM1(kN.m)	-0,1803 [Bm: 79]	151,1249 [Bm: 79]
BM2(kN.m)	0,9223 [Bm: 79]	32,7173 [Bm: 79]
AxForce(kN)	-205,9997 [Bm: 79]	-191,8781 [Bm: 79]





Le verifiche a pressoflessione deviata risultano soddisfatte, con rapporto $R_d/E_d = 1.40$.

Armatura trasversale dei pilastri

Staffe tratti centrali	ϕ 10 / 200	$V_{Rd} = 245$ kN
Staffe in prossimità degli appoggi	ϕ 10 / 120	$V_{Rd} = 410$ kN

MATERIALI						
Calcestruzzo	C32/40	γ_c	1,5	R_{ck}	40,0	N/mm ²
Acciaio	B450C	γ_s	1,15	f_{yk}	450	N/mm ²
SEZIONE						
<u>Sezione rettangolare</u>		b_w	400 mm	larghezza	c	45 mm copriferro
		h	400 mm	altezza		
<u>Staffe</u>		n	2	bracci	s	120 mm passo
zona critica	NO	Φ_{staffe}	10	diametro	s_{min}	262 mm passo min
duttilità	CB-B	Φ_{barre}	-	diametro	L_{crit}	- zona critica
RESISTENZA A TAGLIO - NTC 4.1.2.1.3.2						
Resistenza: taglio trazione	V_{Rsd}	163653	$ctg \theta$			
Resistenza: taglio compressione	V_{Rcd}	1202172	$ctg \theta / (1 + ctg^2 \theta)$			
Inclinazione del puntone	$ctg \theta$	2,50				
Resistenza a taglio	V_{Rd}	409,13	kN			

In corrispondenza della massima sollecitazione di taglio ($V_{Ed}^X = 104$ kN), ottenuta in combinazione sismica SLV X, le sollecitazioni di taglio nell'altra direzione sono risultate pari a circa 27 kN. Cautelativamente, le verifiche vengono svolte rispetto alla risultante $V_{Ed} = 107$ kN.

$$V_{Ed} = 107 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 409 \text{ kN}$$

$$R_d/E_d = 4$$

9.2.3 Verifiche a flessione e taglio dei solai

Come illustrato nella semi-sezione in figura, l'edificio centrale è dotato di due orizzontamenti, posti al piano rialzato ed in copertura. Al piano di fondazione, è inoltre prevista la realizzazione di una soletta gettata contro terra e legata alle travi di connessione tra i plinti, comunque non gravata da azioni dirette.

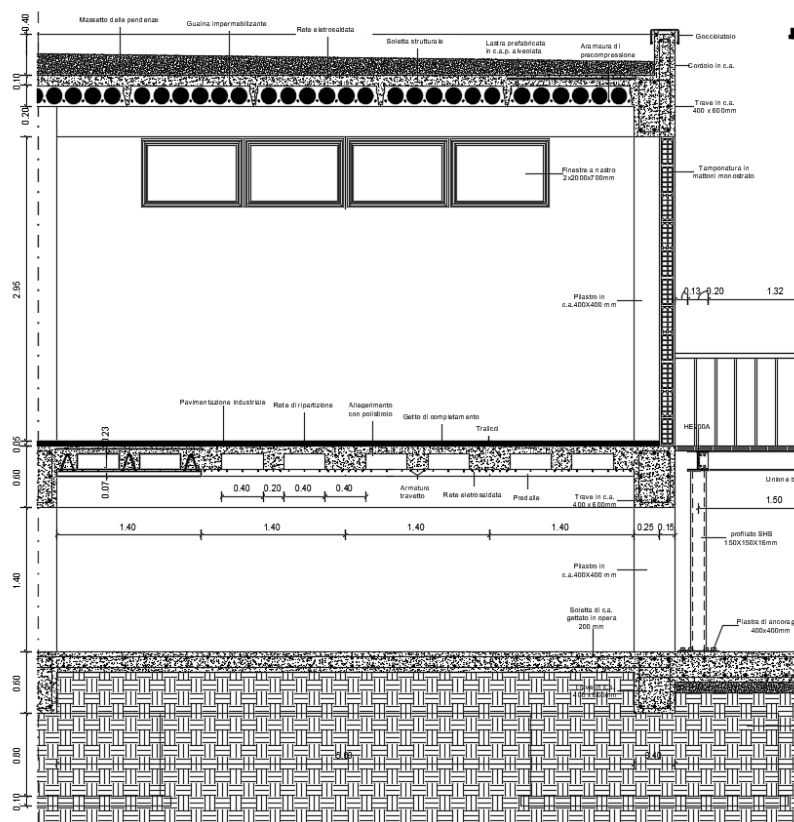


Figura 9-4: Sezione dei solai

Mentre nel caso del solaio di copertura, questo sarà costituito da elementi prefabbricati precompressi già verificati in funzione delle luci e dei carichi, peraltro limitati, il solaio del livello intermedio è realizzato su lastre tralicciate in c.a. prefabbricate di larghezza 80 cm, e gettato in modo tale da restituire per ognuna due travetti estremali da 20 cm di larghezza ed altezza di 15 cm, intervallati da alleggerimenti di dimensioni 40 x 15 cm. Al di sopra, è quindi presente una soletta di completamento dello spessore di 8 cm.

Affiancando le diverse lastre, la sezione è pertanto costituita da doppi travetti alternati ad alleggerimenti, entrambi di larghezza pari a 40 cm.

Per questi si procede alle verifiche di resistenza per flessione e taglio nella configurazione finale.



Azione	Entità carichi areali	Carico di progetto su doppio travetto (SLU)
G1 – peso solaio	5.36 kN/m ²	5.6 kN/m
G2 - Finiture	1.25 kN/m ²	1.5 kN/m
Q – Sovraccarico	6 kN/m ²	7.2 kN/m

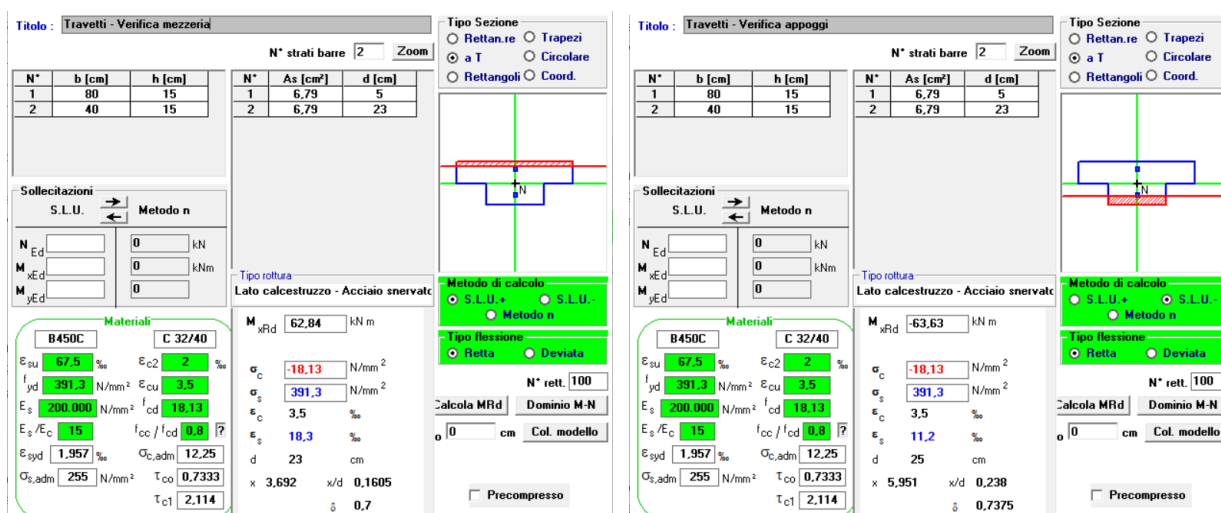
In combinazione SLU, il carico distribuito di progetto su doppio travetto, avente luce lorda di 6 m, è quindi pari a F_d , $SLU = 14.3$ kN/m. Simulando il comportamento del doppio travetto (avente sezione a “T” con larghezza di base 40 cm, altezza inferiore di 15 cm, larghezza superiore di 80 cm ed altezza superiore di 15 cm) su multi-appoggi sono state ottenute le seguenti massime sollecitazioni al variare della distribuzione dei sovraccarichi a “scacchiera”.

$$M_{Ed}^+ = 47 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed}^- = -56 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 52.2 \text{ kN}$$

Assumendo la disposizione per ciascun travetto di 2 ϕ 12 inferiori correnti, integrati in mezzeria da un ulteriore spezzone ϕ 12, ed analogamente la presenza di 2 ϕ 12 superiori correnti, integrati in appoggio da un ulteriore moncone ϕ 12, le resistenze a flessione nelle due zone risultano pari rispettivamente a 62 kNm e -63 kNm.



$$M_{Ed}^+ = 47 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}^+ = 62.8 \text{ kNm}$$

$$R_d/E_d = 1.33$$

$$M_{Ed}^- = -56 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}^- = -63.6 \text{ kNm}$$

$$R_d/E_d = 1.13$$

Anche a taglio, le verifiche condotte in riferimento a sezioni non armate a taglio e cautekativamente sulla sezione rettangolare del doppio travetto 40 x 30 cm trascurando la presenza della cosiddetta fascia piena, risultano soddisfatte.

H	300 mm	Altezza sezione
d	230 mm	Altezza utile
k	1,933 -	Parametro k
nf	6 -	Numero ferri in zona tesa
d	12 mm	Diametro ferri in zona tesa
As,1	113,1 mm ²	Area di un singolo ferro
Asl	678,6 mm ²	Area totale ferri tesi
bw	400 mm	Larghezza di calcolo a taglio
ρ	0,007376 -	Percentuale meccanica armatura
fck	32,0 MPa	Resistenza a compressione caratteristica cls
σcp	0,000 MPa	Tensione normale nel cls
V _{Rd,1}	60,6 kN/m	Resistenza a taglio 1
v min	0,532 kN/m ³	Tensione resistente a taglio
V _{Rd,2}	48,9 kN/m	Resistenza a taglio 2
V_{Rd}	60,6 kN/m	Resistenza a taglio
$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\}$		

$$V_{Ed} = 52.2 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 60.6 \text{ kN}$$

$$R_d/E_d = 1.16$$

9.3 Verifiche di resistenza degli elementi strutturali metallici

9.3.1 Verifiche a flessione e taglio delle travi HEA 200

Nei profilati HEA 200, il momento flettente di progetto è risultato pari a $M_{Ed} = 34$ kNm, mentre il taglio di progetto pari a $V_{Ed} = 41$ kN.

Come rappresentato nella scheda di verifica sotto riportata, il momento resistente nel piano principale $M_{cy,Rd}$, considerando cautelativamente una luce libera di 4.55 m, è pari a 131.4 kNm. La resistenza a taglio, sempre nel piano principale, è pari invece a $V_{ply,Rd} = 352$ kN. Pertanto le verifiche a flessione e taglio sono ampiamente soddisfatte.

IPE IPN HEAA HL
 HEA IPEA HEX UB
 HEB IPEO HD UC
 HEM IPEX HP W

Ordina per
 Wy
 ly
 g

Acciaio: S355 (Fe510) fy (N/mm2) 355 fu 510

Lunghezze di libera inflessione [m]

l_{Oy} 4,55 l_{Oz} 1,5

N_{Sd} [kN] 0

designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
HE 100 A	16,7	96	100	5,00	8,00	12,00
HE 120 A	19,9	114	120	5,00	8,00	12,00
HE 140 A	24,7	133	140	5,50	8,50	12,00
HE 160 A	30,4	152	160	6,00	9,00	15,00
HE 180 A	36,0	171	180	6,00	9,50	15,00
HE 200 A	42,3	190	200	6,50	10,00	18,00
HE 220 A	50,5	210	220	7,00	11,00	18,00

HE 200 A

$N_{by,Rd}$ [kN] 1.406
 $N_{bz,Rd}$ [kN] 1.639
 $V_{ply,Rd}$ [kN] 352,9

$M_{cy,Rd}$ [kNm] 131,4
 $M_{cz,Rd}$ [kNm] 45,17
 $V_{plz,Rd}$ [kN] 780,8

g (Kg/m): 42,3
 h (mm): 190
 b (mm): 200
 tw (mm): 6,5
 tf (mm): 10
 $r1$ (mm): 18

$r2$ (mm): 0
 A (cm²): 53,83
 I_y (cm⁴): 3.692
 I_z (cm⁴): 1.336
 W_y (cm³): 388,6
 $W_{pl,y}$ (cm³): 429,5

i_y (cm): 8,28
 i_z (cm): 4,98
 I_T (cm⁴): 20,98
 W_z (cm³): 133,6
 $W_{pl,z}$ (cm³): 203,8

Classe Sezione
 Compressione 3
 Flessione My 3
 Flessione Mz 3
 Presso-Flessione 3

Verifiche

Figura 9-5: Scheda delle resistenze per profilati HEA 200

9.3.1 Verifiche a flessione e taglio delle travi HEA 160

Nei profilati HEA 160, il momento flettente di progetto è risultato pari a $M_{Ed} = 65$ kNm, mentre il taglio di progetto pari a $V_{Ed} = 57$ kN.

Come rappresentato nella scheda di verifica sotto riportata, il momento resistente nel piano principale $M_{cy,Rd}$, considerando una luce libera di 1.50 m, è pari a 82 kNm. La resistenza a taglio, sempre nel piano principale, è pari invece a $V_{ply,Rd} = 257$ kN. Pertanto le verifiche a flessione e taglio sono soddisfatte.

IPE IPN HEAA HL
 HEA IPEA HEX UB
 HEB IPEO HD UC
 HEM IPEX HP W

Ordina per
 Wy
 ly
 g

Acciaio S355 (Fe510) f_y (N/mm²) 355 f_u 510
 Lunghezze di libera inflessione [m]
 l_{0y} 1,5 l_{0z} 1,5
 N_{sd} [kN] 0

designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
HE 100 A	16,7	96	100	5,00	8,00	12,00
HE 120 A	19,9	114	120	5,00	8,00	12,00
HE 140 A	24,7	133	140	5,50	8,50	12,00
HE 160 A	30,4	152	160	6,00	9,00	15,00
HE 180 A	36,0	171	180	6,00	9,50	15,00
HE 200 A	42,3	190	200	6,50	10,00	18,00
HE 220 A	50,5	210	220	7,00	11,00	18,00

HE 160.A

$N_{by,Rd}$ [kN]	1.264	$M_{cy,Rd}$ [kNm]	82,87
$N_{bz,Rd}$ [kN]	1.110	$M_{cz,Rd}$ [kNm]	39,76
$V_{ply,Rd}$ [kN]	257,9	$V_{plz,Rd}$ [kN]	562,2

g (Kg/m): 30,4

h (mm): 152 r2 (mm): 0

b (mm): 160 A (cm²): 38,77 i_y (cm): 6,57 i_z (cm): 3,98

tw (mm): 6 I_y (cm⁴): 1.673 I_z (cm⁴): 615,6 I_T (cm⁴): 12,19

tf (mm): 9 W_y (cm³): 220,1 W_z (cm³): 76,95 I_w (cm⁶): 31.410

r1 (mm): 15 $W_{pl,y}$ (cm³): 245,1 $W_{pl,z}$ (cm³): 117,6

Classe Sezione

Compressione 2

Flessione My 2

Flessione Mz 2

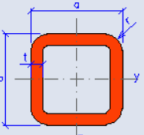
Presso-Flessione 2

Verifiche

Figura 9-6: Scheda delle resistenze per profilati HEA 160

9.3.2 Verifiche a pressoflessione e taglio delle colonne SHS 150x16

Nelle colonne tubolari, il momento flettente di progetto è risultato pari a $M_{Ed} = 10$ kNm, il taglio di progetto pari a $V_{Ed} = 9$ kN e lo sforzo assiale massimo N_{Ed} pari a circa 140 kN. Per valutare la resistenza a flessione di progetto, occorre preliminarmente determinare il tasso di mobilitazione della resistenza a compressione per l'azione di progetto N_{Ed} . Nel caso specifico, la resistenza a compressione $N_{pl,Rd}$ è pari a circa 2985 kN, per cui il fattore di riduzione risulta pari a $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0.05$, trascurabile.

SHS 150x16		
Dimensioni		Proprietà geometriche del profilo
a = 150 mm		$I_y = I_z = 2.43E+7$ mm ⁴
t = 16 mm		$W_{y,el} = W_{z,el} = 3.24E+5$ mm ³
r = 24 mm		$W_{y,pl} = W_{z,pl} = 4.11E+5$ mm ³
A = 8300 mm ²		$i_y = i_z = 54.1$ mm
$A_t = 0.559$ m ² .m ⁻¹		$S_y = S_z = 2.06E+5$ mm ³
G = 65.2 kg.m ⁻¹		$I_t = 4.03E+7$ mm ⁴
		$C_t = 4.67E+5$ mm ³

Dati geometrici		
A_s	8830 mm ²	Area della sezione
$A_v = 2 \times A_s$	5621,4 mm ²	Area di taglio
J_s	2,43E+07 mm ⁴	Inerzia della sezione
W_{el}	3,24E+05 mm ³	Modulo di resistenza elastico della sezione
W_{pl}	4,11E+05 mm ³	Modulo di resistenza plastico della sezione
i	54 mm	Raggio di inerzia della sezione

Classe Sezione metallica		
ϵ	0,814	Parametro di controllo epsilon
ϵ^2	0,662	Parametro di controllo epsilon quadrato
d/t	9,375	Rapporto diametro/spessore
Classe	1	(Classe 4 no)
W	Wpl	Modulo di resistenza da impiegare

Resistenze strutturali della sezione		
M_y	139,0 kNm	Resistenza a flessione
V_y	1097,3 kN	Resistenza a taglio

Pertanto, la resistenza a flessione risulta direttamente pari a 139 kNm, e le verifiche a pressoflessione sono ampiamente soddisfatte.

A taglio, la resistenza $V_{c,Rd}$ è pari a quasi 1100 kN, per cui anche in questo caso la verifica è ampiamente soddisfatta.

9.4 Criteri di verifica agli SLE degli elementi strutturali in c.a.

Nelle strutture in c.a. è stato verificato il rispetto degli stati limite di deformazione e di fessurazione.

I limiti di deformabilità devono essere congruenti con le prestazioni richieste alla struttura anche in relazione alla destinazione d'uso, con riferimento alle esigenze statiche, funzionali ed estetiche. I valori limite devono essere commisurati a specifiche esigenze e possono essere dedotti da documentazione tecnica di comprovata validità.

Per le verifiche a fessurazione, è stato considerato lo stato limite di apertura delle fessure, nel quale il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm} \quad w_2 = 0,3 \text{ mm} \quad w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione.

Nel caso specifico, le verifiche sono state svolte considerando combinazione delle azioni frequente, armature poco sensibili in ambiente aggressivo. Pertanto l'apertura delle fessure è stata confrontata con il valore $w_2 = 0.3 \text{ mm}$.

9.4.1 Verifica della deformabilità edificio centrale

In combinazione SLE-QP, gli abbassamenti massimi attesi teoricamente nelle travi sono risultati nell'ordine dei 2-3 mm, e dunque limitate entro valori tali da non compromettere la funzionalità e l'operatività della struttura.

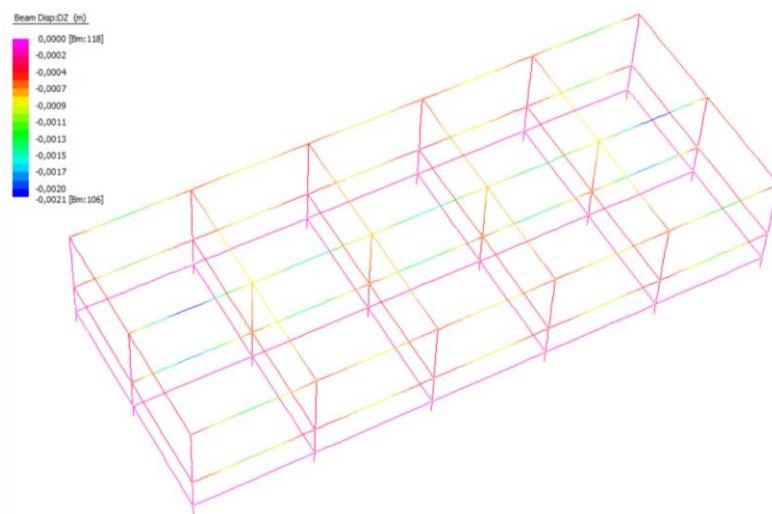


Figura 9-7: Spostamenti verticali membrature strutturali edificio centrale (combinazione SLE-QP)

Nei confronti degli effetti attesi in condizioni sismiche in combinazione SLD, gli spostamenti orizzontali massimi sono risultati pari a 2.2 mm in copertura, con drift del piano rispetto al livello inferiore di 1.7 mm su un'altezza interpiano di 3.60 m. Il rapporto è quindi pari a circa lo 0.05%, per cui ampiamente al di sotto dei valori di soglia usualmente considerati in esercizio (0.2 %).

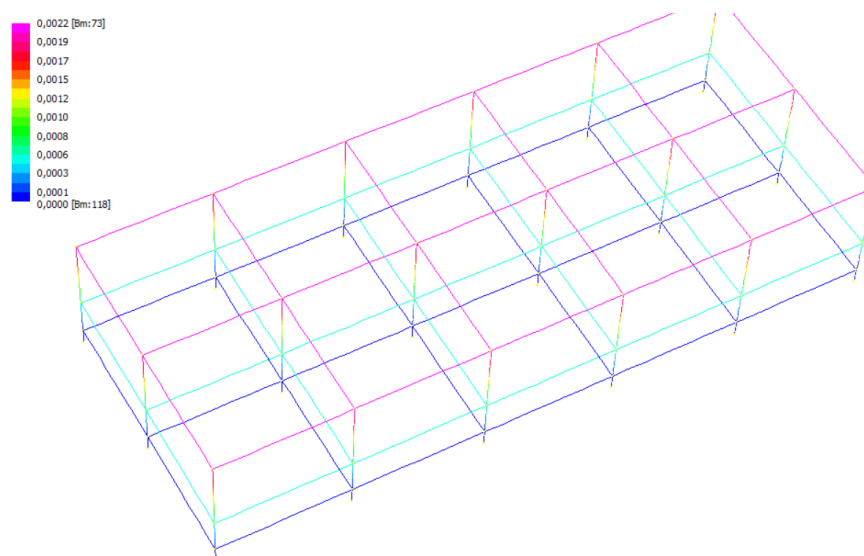


Figura 9-8: Spostamenti orizzontali in combinazione SLD-Y

Al piano intermedio, anche in combinazione SLD-X gli spostamenti longitudinali risultano nell'ordine del mezzo millimetro. Tale valore verrà impiegato nelle verifiche di deformabilità delle rampe metalliche adiacenti per escludere potenziali problematiche indotte da effetti di martellamento.

9.4.2 Verifica delle aperture delle fessure nelle travi

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h 600 [mm]
Larghezza della sezione	b 400 [mm]
Altezza utile della sezione	d 550 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' 50 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c 50 [mm]
Armatura tesa ordinaria	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,1}$ 6 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,1}$ 16 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,1}$ 1206 [mm ²]
Armatura tesa di infittimento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,2}$ 4 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,2}$ 20 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,2}$ 1257 [mm ²]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck} 32 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm} 3,0 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm} 33346 [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 230 [MPa]
Asse neutro della sezione	x 223 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e 6,00 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s 2463 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff,1}$ 50000 [mm ²] $A_{c,eff,2}$ 50267 [mm ²] $A_{c,eff,3}$ 120000 [mm ²] $A_{c,eff,min}$ 50000 [mm ²]
<p>figura 7.1 Area tesa efficace (casi tipici)</p> <p>Legenda</p> <p>a) Trave A Livello del baricentro dell'acciaio B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$</p> <p>b) Piastra B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$</p>	
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ 0,04926 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ 3,0 [MPa]
Fattore di durata del carico	k_t 0,4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ 0,000690 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.}$ 0,000991 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ 0,000991 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s 100 [mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq} 17,82 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rf}$ 294,545455 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1 0,800 [-] k_2 1,000 [-] k_3 3,400 [-] k_4 0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	
	$s_{r,max,1}$ 293 [mm]
	$s_{r,max,2}$ 490 [mm]
	$s_{r,max}$ 293 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$ 0,30 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k 0,29 [mm]

Figura 9-9: Scheda di verifica in mezzeria

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h 600 [mm]
Larghezza della sezione	b 400 [mm]
Altezza utile della sezione	d 550 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' 50 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c 50 [mm]
Armatura tesa ordinaria	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,1}$ 4 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{r,1}$ 16 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,1}$ 804 [mm ²]
Armatura tesa di infittimento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,2}$ 3 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{r,2}$ 16 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,2}$ 603 [mm ²]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck} 32 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm} 3,0 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm} 33346 [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 215 [MPa]
Asse neutro della sezione	X 170 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e 6,00 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s 1407 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff,1}$ 50000 [mm ²] $A_{c,eff,2}$ 57333 [mm ²] $A_{c,eff,3}$ 120000 [mm ²] $A_{c,eff,min}$ 50000 [mm ²]
<p>figura 7.1 Area tesa efficace (casi tipici)</p> <p>Legenda</p> <p>a) Trave A Livello del baricentro dell'acciaio B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$</p> <p>b) Piastra B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$</p>	
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ 0,02815 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ 3,0 [MPa]
Fattore di durata del carico	k_f 0,4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ 0,000645 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.}$ 0,000824 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ 0,000824 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s 100 [mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq} 16,00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,ref}$ 290 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1 0,800 [-] k_2 1,000 [-] k_3 3,400 [-] k_4 0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	
	$s_{r,max,1}$ 363 [mm]
	$s_{r,max,2}$ 559 [mm]
	$s_{r,max}$ 363 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$ 0,30 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k 0,30 [mm]

Figura 9-10: Scheda di verifica agli appoggi

9.4.1 Verifica delle aperture delle fessure nei pilastri

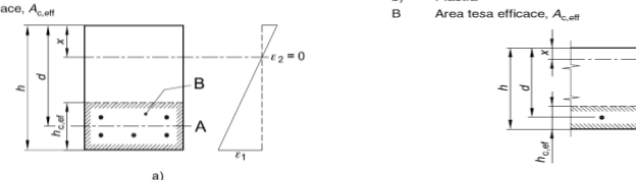
Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h 400 [mm]
Larghezza della sezione	b 400 [mm]
Altezza utile della sezione	d 350 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' 50 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c 50 [mm]
<u>Armatura tesa ordinaria</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,1}$ 4 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,1}$ 20 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,1}$ 1257 [mm ²]
<u>Armatura tesa di infittimento</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,2}$ 2 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,2}$ 20 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,2}$ 628 [mm ²]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	f_{ck} 32 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm} 3,0 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm} 33346 [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 183 [MPa]
Asse neutro della sezione	x 233 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e 6,00 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s 1885 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff,1}$ 50000 [mm ²] $A_{c,eff,2}$ 22267 [mm ²] $A_{c,eff,3}$ 80000 [mm ²] $A_{c,eff,min}$ 22267 [mm ²]
figura 7.1 Area tesa efficace (casi tipici)	
Legenda	
a) Trave	
A Livello del baricentro dell'acciaio	
B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$	
b) Piastra	
B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$	
	
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ 0,08465 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ 3,0 [MPa]
Fattore di durata del carico	k_t 0,4 [-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ 0,000549 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc}$ 0,000807 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ 0,000807 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s 100 [mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{bq} 20,00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,nf}$ 300 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1 0,800 [-] k_2 1,000 [-] k_3 3,400 [-] k_4 0,425 [-]
<u>Distanza massima tra le fessure</u>	
	$s_{r,max,1}$ 250 [mm]
	$s_{r,max,2}$ 217 [mm]
	$s_{r,max}$ 250 [mm]
<u>Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente</u>	
	$w_{k,lim}$ 0,30 [mm]
<u>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</u>	w_k 0,20 [mm]

Figura 9-11: Scheda di verifica dei pilastri in combinazione SLD

9.5 Criteri di verifica agli SLE degli elementi strutturali metallici

Le verifiche strutturali da effettuare nelle condizioni di esercizio, per la verifica della funzionalità complessiva della struttura, sono connesse a:

- spostamenti verticali: è necessario verificare che gli spostamenti ortogonali rispetto all'asse degli elementi strutturali sia limitato ai valori massimi previsti per le differenti categorie di strutture;
- spostamenti laterali: è necessario verificare che gli spostamenti laterali in sommità siano contenuti entro limiti dipendenti dalle geometrie della struttura.

Spostamenti verticali

Il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento è definito come

$$\delta_{\text{tot}} = \delta_1 + \delta_2$$

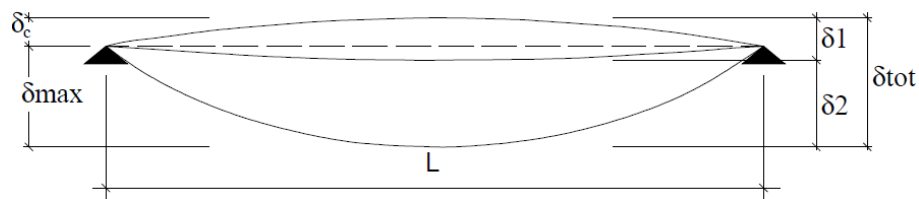


Figura 9-12: Schema di definizione delle grandezze influenti nelle verifiche SLE degli abbassamenti

con:

δ_c la monta iniziale della trave,

δ_1 lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti,

δ_2 lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili,

δ_{max} lo spostamento nello stato finale, depurato della monta iniziale = $\delta_{\text{tot}} - \delta_c$.

Nel caso di coperture, solai e travi di edifici ordinari, i valori limite di δ_{max} e δ_2 , riferiti alle combinazioni in esercizio delle azioni, sono espressi come funzione della luce L dell'elemento.

I valori di tali limiti sono da definirsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle caratteristiche degli elementi strutturali e non strutturali gravanti sull'elemento considerato, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti.

In assenza di più precise indicazioni si possono adottare i limiti indicati nella tabella, dove L è la luce dell'elemento:

Tabella 11: Limiti di deformabilità verticale

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_z}{L}$
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	$\frac{1}{250}$	

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

Spostamenti orizzontali

Gli spostamenti laterali alla sommità delle colonne per le combinazioni caratteristiche delle azioni devono generalmente limitarsi ad una frazione dell'altezza della colonna e dell'altezza complessiva dell'edificio da valutarsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti.

In assenza di più precise indicazioni si possono adottare i limiti per gli spostamenti orizzontali indicati in tabella (Δ spostamento in sommità; δ spostamento relativo di piano).

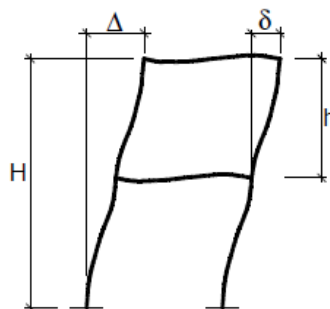


Figura 9-13: Schema di definizione delle grandezze influenti nelle verifiche SLE degli spostamenti laterali

Tabella 12: Limiti di deformabilità orizzontale

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

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

9.5.1 Verifica spostamenti verticali

La massima freccia è stata riscontrata nella modellazione della rampa Est, dove sulla luce di 4.55 m si ottengono abbassamenti massimi di circa 16 mm.

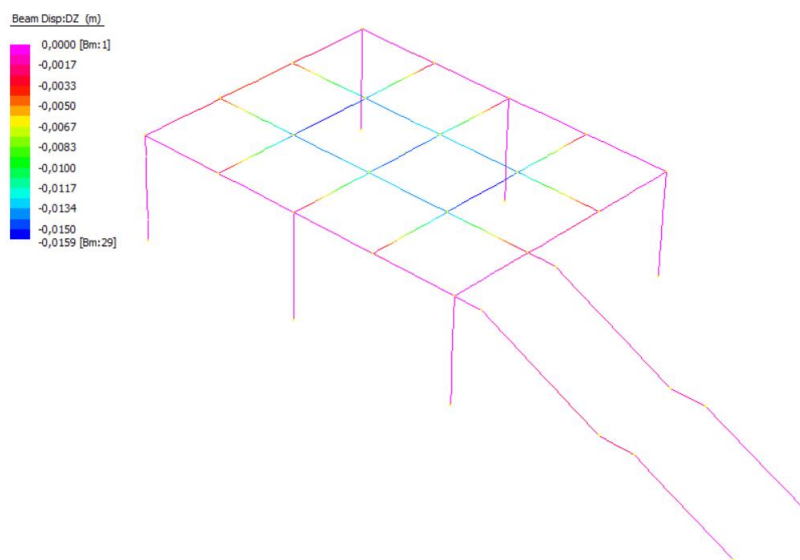


Figura 9-14: Spostamenti verticali rampa Est in combinazione SLE-QP

Considerando comunque la limitazione della freccia a 1/250 della luce, equivalente a 18 mm, la struttura risulta adeguatamente rigida.

9.5.1 Verifica spostamenti orizzontali

Gli spostamenti orizzontali massimi ottenuti nelle analisi delle due rampe sono risultati nell'ordine del millimetro, come di seguito illustrato. Le verifiche di deformabilità complessive sono pertanto soddisfatte.

Inoltre, la realizzazione di un giunto di laghezza nell'ordine del centimetro tra l'edificio centrale e le due rampe laterali consentirà di escludere qualsiasi potenziale danneggiamento indotto da fenomeni di martellamento.

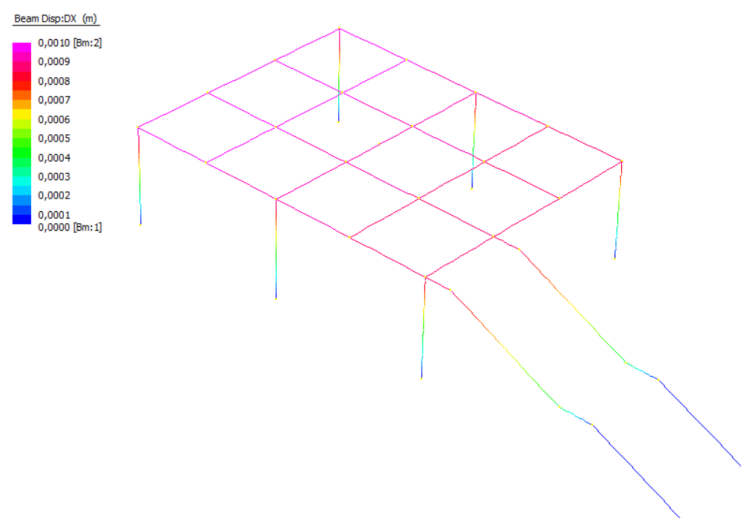


Figura 9-15: Spostamenti orizzontali su X rampa Est in combinazione SLD-X

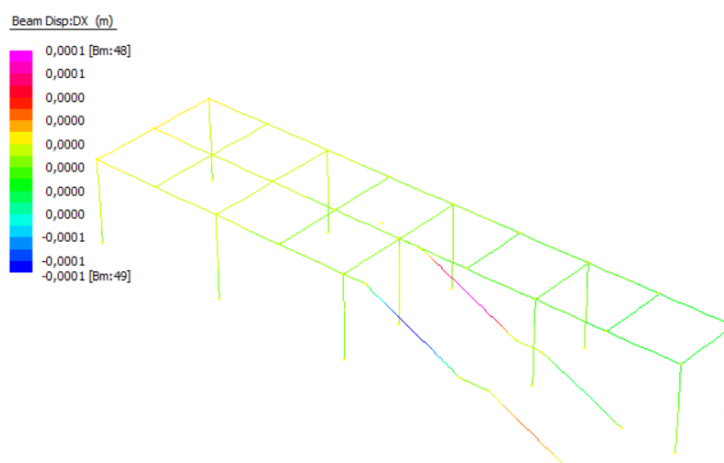


Figura 9-16: Spostamenti orizzontali su X rampa Ovest in combinazione SLD-X